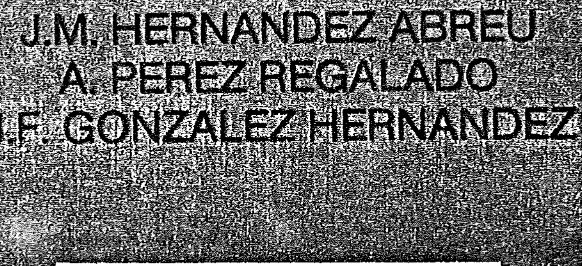
RIEGO LOCALIZADO

J. RODRIGO LOPEZ
J.M. HERNANDEZ ABREU
A. PEREZ REGALADO
J.F. GONZALEZ HERNANDEZ





EDICIONES MUNDI-PRENSA

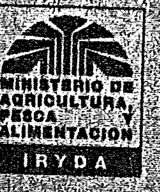

MINISTERIO DE AGRICULTURA, PESCA Y ALIMENTACION
IRYDA

J. RODRIGO LOPEZ
J.M. HERNANDEZ ABREU
A. PEREZ REGALADO
J.F. GONZALEZ HERNANDEZ

RIEGO LOCALIZADO

IRYDA
EDICIONES
MUNDI-PRENSA



Los autores de este libro son pioneros en la incorporación a España de la técnica del riego localizado desde los principios de la década de los setenta.

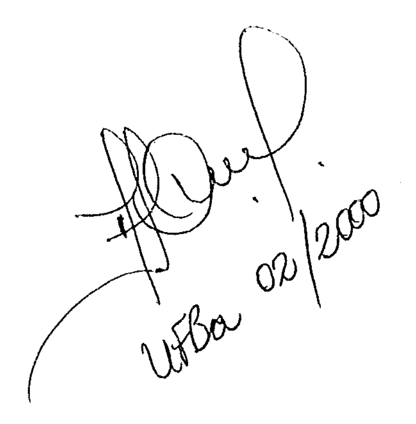
Testigos y, en parte, protagonistas de la introducción y aplicación del riego localizado en Canarias, los autores organizaron e impartieron diversos cursos a distintos niveles en toda España, hasta que en 1980 pusieron en marcha los Cursos Internacionales de Riego Localizado de mes y medio de duración, y que en este año de 1992 van ya por su sexta edición.

En la actualidad, Jesús Rodrigo López, Doctor Ingeniero Agrónomo, es Catedrático del Departamento de Ciencias Agrarias de la Escuela de Ingeniería Técnica Agrícola de la Universidad de La Laguna, en donde imparte las materias de riegos, es Director de la Sexta edición del Curso Internacional de Riego Localizado y profesor del CENTER; José M. Hernández Abreu, Ingeniero Agrónomo, es Director General del Instituto Nacional de Investigaciones y Tecnologías Agroalimentarias en el Ministerio de Agricultura, Pesca y Alimentación, ha sido, hasta esta última edición, el Director de los Cursos Internacionales mencionados; Antonio Pérez Regalado, Ingeniero Técnico Agrícola, trabaja en el Centro de Investigación y Tecnologías Agrarias de la Consejería de Agricultura y Pesca del Gobierno de Canarias, profesor del Curso Internacional en todas sus ediciones; José F. González Hernández, Ingeniero Agrónomo, ejerce la profesión en el área de riegos, profesor de todos los Cursos Internacionales de Riego Localizado de Canarias y del CENTER.

Este libro se basa en los textos del VI Curso Internacional de Riego Localizado de Tenerife (Canarias) y del Curso Internacional de Riego y Drenaje del CENTER, que han sido revisados y puestos al día, enriqueciéndose con ejemplos que lo hacen más didáctico.

El libro se estructura en tres partes: en la primera se estudian los componentes de una instalación de riego localizado, en la segunda se sigue el diseño agronómico, incluyendo el manejo y mantenimiento, y en la tercera el diseño hidráulico, todo ello pensado y ordenado para facilitar su inmediata aplicación en la redacción de proyectos y en el manejo y mantenimiento de este tipo de instalaciones que incluyen el goteo, las tuberías emisoras, los sistemas integrados y los difusores y microaspersores.

9 788471 143976
I.S.B.N.: 84-341-0770-8 (MAPA-IRYDA)
I.S.B.N.: 84-7114-397-6 (Ed. Mundi-Prensa)



RIEGO LOCALIZADO

J. Rodrigo López
J. M. Hernández Abreu
A. Pérez Regalado
J. F. González Hernández

© 1992, MAPA-IRYDA
© 1992, Ediciones Mundi-Prensa
NIPO: 253-92-013-6
ISBN: 84-341-0770-8 (MAPA-IRYDA)
ISBN: 84-7114-397-6 (Ed. Mundi-Prensa)
Depósito Legal: M. 30.166-1992

IMPRESO EN ESPAÑA - PRINTED IN SPAIN

Neografis, S. L. - Santiago Estévez, 8 - 28019 Madrid

Prólogo

Uno de los principales objetivos del Centro Nacional de Tecnología de Regadíos (CENTER), desde su creación en 1987, ha sido la difusión de la tecnología de recursos naturales e ingeniería de regadíos aplicada por el IRYDA en sus actuaciones.

Un medio eficaz para esta transferencia de tecnología está siendo el Curso Internacional de Riego y Drenaje, que anualmente se imparte en el CENTER desde el mismo año de su creación.

Los textos redactados por los profesores del Curso han ido evolucionando durante los últimos cinco años, por lo que el IRYDA decidió iniciar su publicación en una serie específica de manuales que se inicia con la edición de este libro sobre Riego Localizado, *en coedición con la editorial MUNDI-PRENSA, para permitir una mayor difusión.*

El interés del riego localizado es obvio en un momento como el actual, cuando la escasez de recursos hidráulicos de buena calidad, en zonas áridas y semiáridas, está llevando a la implantación de sistemas de riego que aplican el agua con gran eficiencia, permitiendo lograr una relación óptima entre la producción obtenida y el volumen de agua aplicada.

Los autores de este libro son ingenieros que poseen ese perfil óptimo de disponer de una sólida formación científica y técnica, así como una gran experiencia práctica, por haber sido pioneros, desde el principio de la década de los setenta, en la implantación de este método de riego en España, específicamente en las islas Canarias.

Su labor no se ha limitado a la investigación, desarrollo y aplicación del riego localizado, sino también a la difusión de esta tecnología mediante su participación en el Curso Internacional de Riego Localizado, impartido en Tenerife desde 1980 y que actualmente va por su sexta edición, en el Curso del CENTER y en otros realizados en Iberoamérica.

Con la publicación de este libro el IRYDA inicia la edición de la serie de riego y drenaje, dirigida a los técnicos de lengua española que trabajan en esa noble tarea que es el riego como medio de desarrollo rural.

Luis Atienza Serna
Presidente del IRYDA

Prefacio

Desde los años 70 venimos asistiendo en Canarias a un profundo cambio en las técnicas de la mayoría de nuestros cultivos de regadío. Sin ninguna duda, uno de los principales adelantos ha sido la aplicación del **Riego Localizado** en sus distintas acepciones de **goteo** y **microaspersión**. En unas islas, áridas o semiáridas, con un bien cada vez más escaso y de peor calidad, el *agua*, era obligado que los agricultores, principales consumidores, la usasen con una mayor eficiencia. El **Riego Localizado** no sólo ha contribuido a ello, sino que, además, ha obligado a la utilización de otras técnicas que, como la *fertirrigación*, han aumentado la calidad y cantidad de nuestras cosechas.

En agricultura, hasta conseguir la correcta aplicación de una técnica, es necesario conocerla en su origen y en profundidad, y a continuación adecuarla al clima y cultivos de las zonas en donde se vaya a utilizar. Cuando este proceso está en sus últimas fases, si la experimentación ha dado buenos resultados, se producirá su aplicación comercial. El objetivo final se alcanzará sólo si se cuenta con suficiente número de especialistas que sean capaces de asistir adecuadamente a los nuevos usuarios.

Nuestros primeros contactos con la técnica del **Riego Localizado** se produjeron a finales de los sesenta gracias a viajes de estudio y publicaciones de la época. Desde entonces, hemos participado en su evolución mediante nuevos viajes de estudio, estancias en universidades extranjeras, contactos con otros especialistas, publicaciones, experimentación e investigación personal, comunicaciones en congresos nacionales e internacionales, etc.

Todas estas actividades han contribuido a nuestra formación de especialistas, lo que también nos ha permitido una dilatada dedicación docente.

Testigos y en parte protagonistas de la introducción y aplicación del **Riego Localizado** en Canarias, desde su inicio, fuimos conscientes de la importancia que tenía la formación de nuevos expertos en esta técnica por los motivos ya expuestos. Por ello organizamos diversos cursos a distintos niveles en Canarias y en el resto de España. El resultado de esta doble actividad fue la organización en 1980 del I Curso Internacional de Riego Localizado que se impartió en Tenerife bajo los auspicios de los Ministerios de Agricultura, Pesca y Alimentación, y de Asuntos Exteriores del Gobierno español. Hasta la fecha se han realizado cinco cursos, con una duración aproximada de dos meses cada uno y con la asistencia de unos ciento treinta alumnos, de los cuales más de la mitad eran de procedencia extranjera, en su mayoría hispanoamericanos.

Con objeto de facilitar la enseñanza, elaboramos desde el primer curso unos textos, distribuidos en cinco volúmenes, tres que recopilaban prácticamente todos los conocimientos que sobre el **Riego Localizado** teníamos en ese momento, y los otros dos dedicados a conocimientos básicos de hidráulica y relaciones agua-suelo-planta-atmósfera. Estos trabajos han sido puestos al día en las sucesivas ediciones del curso, entregándose fundamentalmente a los participantes.

Debido a la magnífica acogida que desde su aparición han tenido estos trabajos, reflejada en su constante demanda por parte de enseñantes, especialistas, ex-

tensionistas y usuarios, pensamos en su transformación en libro para, de esta forma, facilitar su difusión.

Al tratarse de una técnica recién implantada y, por tanto, en constante innovación, y pecando quizá de un excesivo perfeccionismo, no encontrábamos la ocasión para llevar a cabo esta idea. Pero dada la constante utilización de nuestros textos en diversas publicaciones, de forma fraccionada que en algunas ocasiones, incluso, han dado lugar a interpretaciones distintas a la de los autores, nos vimos en la obligación de publicar los tres volúmenes dedicados específicamente al **Riego Localizado** de la cuarta edición del Curso Internacional, para así darlos a conocer en su forma íntegra y cumplir con la demanda ya señalada. El resultado fue, en 1987, "**El Riego Localizado. Curso Internacional de Riego Localizado. Tenerife (España)**", publicado en la colección Monografías I.N.I.A. con el n.º 62. La edición se agotó en el propio Ministerio de Agricultura sin llegar a su distribución externa, por lo que el principal motivo para su publicación no pudo cumplirse.

En noviembre de 1990 se celebró en Tenerife la quinta edición del Curso Internacional de **Riego Localizado** lo que obligó a una nueva puesta al día de los téxtos del curso. Esto animó a los autores a la elaboración de un nuevo libro que, conservando la base del anterior, contemplase una revisión a fondo, enriqueciéndose a la vez mediante ejemplos que lo hicieran más didáctico, y con los últimos avances en esta tecnología.

Por último, agradecer al **Centro Nacional de Tecnología de Regadíos (CENTER)** la oportunidad que nos ha brindado para que nuestro trabajo tenga una amplia difusión.

En Santa Cruz de Tenerife, julio de 1992

Los autores

Indice

Primera parte

Componentes de la instalación

J. Rodrigo López
J. M. Hernández Abreu
A. Pérez Regalado
J. F. González Hernández

1 Definiciones

Riego Localizado.—Denominado internacionalmente *Microirrigación*, es la aplicación del agua al suelo, en una zona más o menos restringida del volumen radicular.

Se caracteriza por:

a. No moja, en general, la totalidad del suelo, aplicando el agua sobre o bajo su superficie.

b. Utiliza pequeños caudales a baja presión.

c. Aplica el agua en la proximidad de las plantas a través de un número variable de puntos de emisión, que en algunos casos puede ser alto.

d. Al reducir el volumen de suelo mojado y, por tanto, su capacidad de almacenamiento de agua, se opera con la frecuencia necesaria para mantener un alto contenido de humedad en el suelo (Riego de alta frecuencia).

Aunque pueden diseñarse sistemas de riego localizado a base de modificar los sistemas convencionales de riego de superficie (inundación, infiltración, etc.), aquí nos referimos a instalaciones fijas a presión, que incluyen una serie de variantes tales como el goteo, el riego subterráneo, la difusión y la miniaspersión.

Riego por Goteo.— Se llama así a los sistemas que aplican el agua con caudal no superior a 16 l/h por punto de emisión o metro lineal de manguera de goteo.

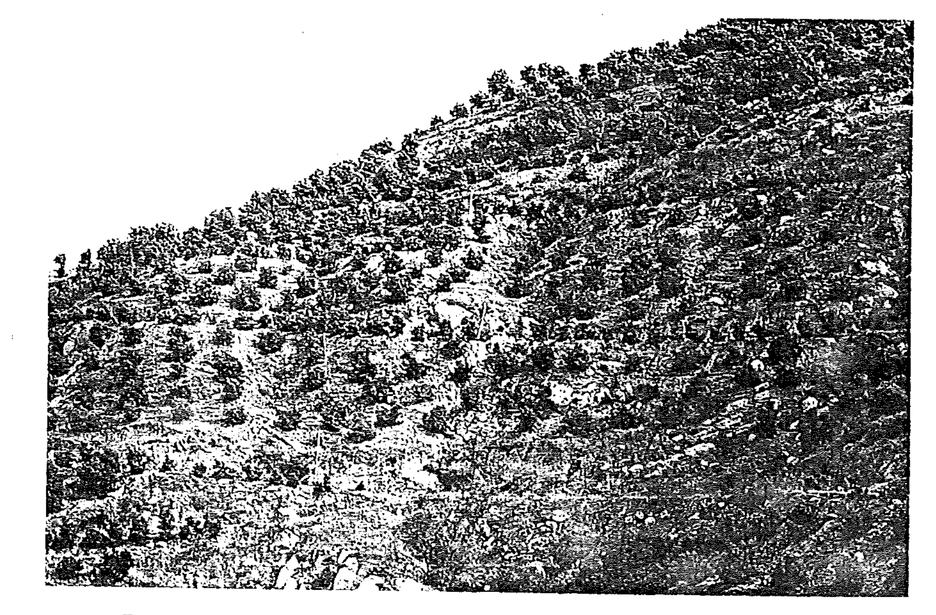


Foto 1.1 Aguacates con riego por goteo en condiciones difíciles de suelo y pendiente.

Riego por difusores o miniaspersores.—Son sistemas con caudales generalmente inferiores a los 200 l/h por punto de emisión, con emisores que se denominan difusores cuando se trata de toberas fijas y miniaspersores cuando disponen de alguna parte en movimiento de rotación y su alcance efectivo no supera los 3 m.

Riego subterráneo.—Este procedimiento se caracteriza por la aplicación del agua bajo la superficie del suelo, a bajo caudal, generalmente similar al del riego por goteo. No se debe confundir con el también llamado riego subterráneo, consistente en regar mediante fluctuaciones del nivel freático.

Instalaciones de riego localizado o de microirrigación.—Las forman el conjunto de mecanismos necesarios para aplicar el agua mediante riego localizado. En una instalación tipo podrían ser: La estación de bombeo, el centro de control o cabezal con los filtros y equipos de fertilización, las tuberías principales, secundarias, terciarias y laterales, los emisores, válvulas, acoples y demás piezas especiales.

Subunidad de riego.—Es la superficie que se riega simultáneamente desde un mismo punto donde se regula o controla la presión de entrada del agua. En cabecera, lleva, por tanto, un dispositivo regulador de presión.

Unidad de riego.—Es la superficie formada por el conjunto de subunidades que se riegan simultáneamente desde un mismo punto donde se controla la dosis de agua a aplicar en cada riego. Debe llevar, por tanto, en cabecera, una válvula.

Unidad operacional o turno de riego.—Es la superficie suma de las unidades de riego que funcionan simultáneamente desde un mismo cabezal o centro de control.

Centro de control o cabezal.—Es el conjunto de dispositivos que dominan toda la superficie de la instalación y pueden servir para filtrar el agua, tratarla, incorporar fertilizantes, controlar la presión, medir dosis de riego, etc.

Tuberías principales.—Son las que transportan el agua desde el cabezal hasta las unidades de riego.

Tuberías secundarias.—Son las que, dentro de una unidad de riego, sirven a las distintas subunidades.

Tuberías terciarias.—Dentro de la subunidad de riego, son las que alimentan a las tuberías laterales.

Laterales.—Son las tuberías que llevan conectados los emisores.

Ejemplo de nomenclatura.—En la Figura 1.1 se representa una instalación en la que puede verse el cabezal del que parte la tubería principal y de ella toman agua, a través de válvulas volumétricas, cuatro unidades de riego. De cada válvula volumétrica parte una tubería secundaria que alimenta a las subunidades de riego a través de un regulador de presión. De él parte la tubería terciaria, y de ésta, los laterales.

Si se supone que las válvulas volumétricas 1 y 3 riegan simultáneamente al igual que a los números 2 y 4 tendríamos dos unidades operacionales de riego (I y II) en la figura. Si en esta misma instalación se activasen una a una las válvulas volumétricas, se tendrían cuatro unidades operacionales de riego, que, en este caso, coincidirían con las unidades de riego.

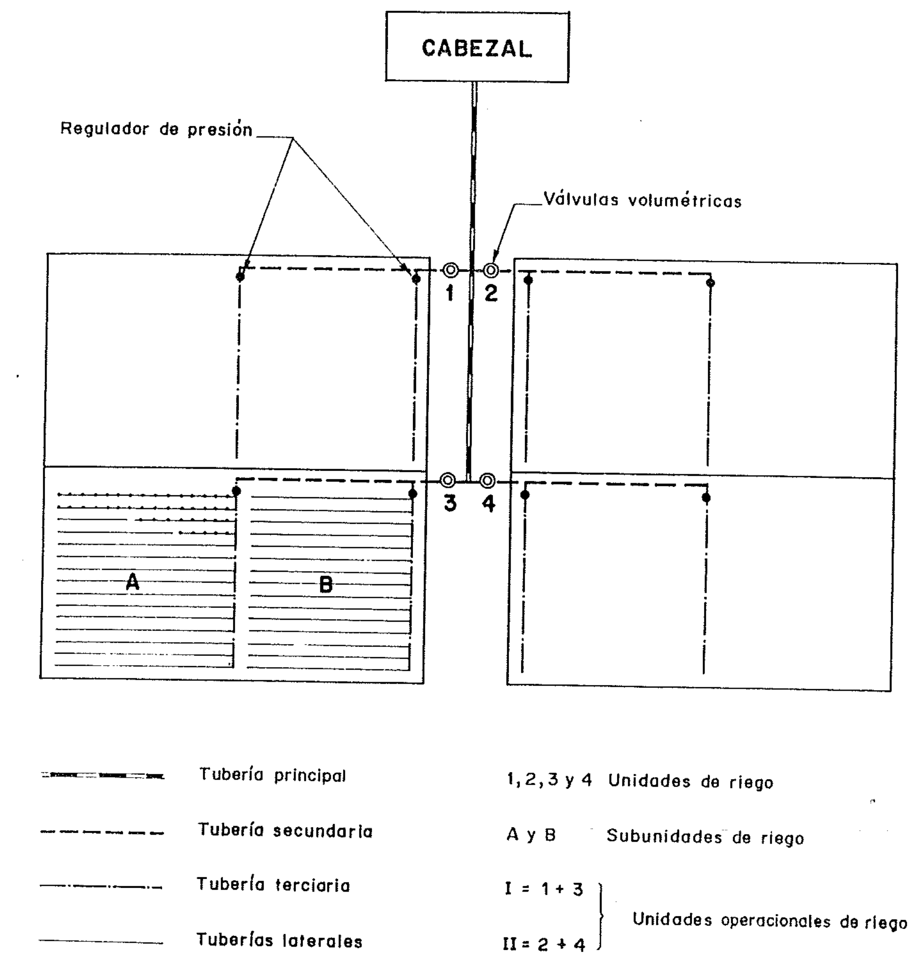


Fig. 1.1 Ejemplo de nomenclatura.

2 Emisores

2.1 Definiciones

a. **Emisores.**—Son los dispositivos que controlan la salida del agua, desde las tuberías laterales, en puntos discretos o continuos.

b. **Punto de emisión.**—Son los orificios de salida del agua procedente de los emisores. Cuando el mismo emisor dispone de varios puntos de emisión, se denomina «multisalida».

c. **Goteros.**—Son emisores con caudales no superiores a 16 l/h. En ellos se produce una disipación de energí[illegible] caudales inferiores a 8 l/h es casi total, por lo que el agua sale «gota a g[illegible]» y para caudales mayores conserva parte de la energía saliendo el agua en forma de pequeños «chorros».

d. **Sistemas integrados.**—Se trata de conducciones en las que, en el propio proceso de fabricación, se insertan interiormente goteros uniformemente espaciados, generalmente con caudales inferiores a 4 l/h.

e. **Tuberías emisoras o cintas.**—Son conducciones que a su vez aplican agua de riego mediante perforaciones poco espaciadas (generalmente menos de 0,50 m), pared porosa, etc. El caudal que descargan no sobrepasa los 16 l/h y metro lineal de conducción. La unidad de emisión es el tramo de tubería emisora, repetido a intervalos, desde el que fluye agua al exterior.

Cuando se utilizan goteros o tuberías emisoras, el principal medio de propagación del agua es el suelo.

f. **Difusores.**—Son emisores por cuyo orificio de salida se lanza el agua al exterior con la suficiente presión para permitir su difusión a través del aire, tras incidir el chorro en un deflector fijo.

g. **Miniaspersores.**—Son aspersores de baja presión y caudal. El alcance es pequeño, normalmente no superior a los 3 m.

Tanto los difusores como los miniaspersores tienen caudales que no sobrepasan los 200 l/h. En este caso el aire es el principal medio de propagación del agua.

2.2 Requerimientos básicos

Las características fundamentales que se deben tener presentes al seleccionar un emisor son:

a. Caudal uniforme y constante, poco sensible a las variaciones de presión.

b. Poca sensibilidad a las obturaciones.

c. Elevada uniformidad de fabricación.

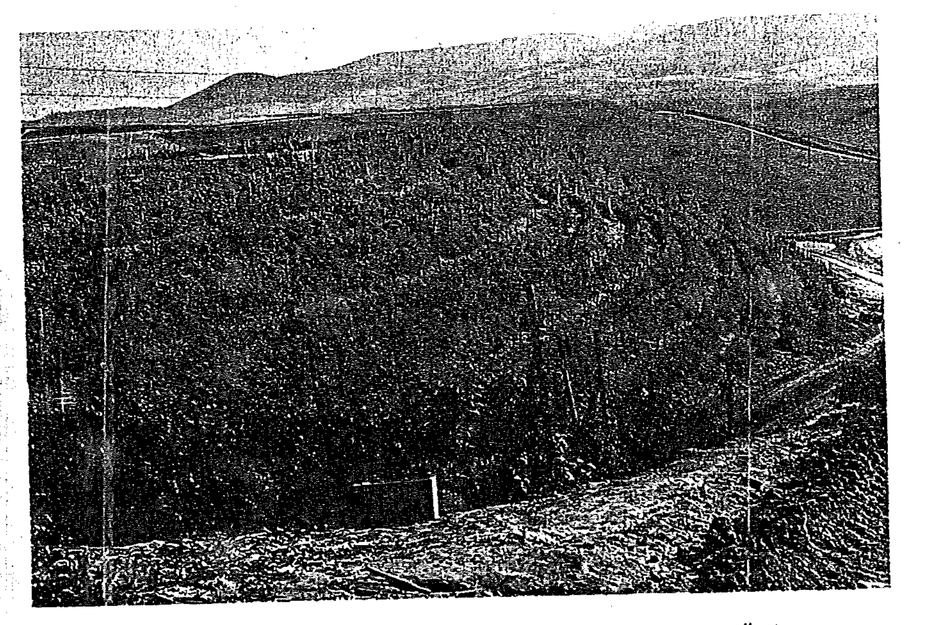


Foto 2.1 Cultivo de tomates con tuberías de goteo en terreno de gran pendiente.

d. Resistencia a la agresividad química y ambiental, así como a las operaciones agrícolas.
e. Bajo costo.
f. Estabilidad de la relación caudal-presión a lo largo del tiempo.
g. Poca sensibilidad a los cambios de temperatura.
h. Reducida pérdida de carga en el sistema de conexión.
i. Resistencia al ataque de insectos y/o roedores.

Algunos de estos requerimientos se parametrizan a continuación para facilitar la definición y, en su caso, selección del emisor.

2.3 Aspectos hidráulicos

El agua atraviesa el emisor pasando a través de uno o varios conductos. Las longitudes, configuraciones y secciones de éstos determinarán el comportamiento hidráulico del emisor.

a. **Curvas caudal-presión.**—El caudal que descarga un emisor está relacionado con la presión hidráulica existente a su entrada por la ecuación

$$q = K_d h^x \tag{2.1}$$

donde

q es el caudal del emisor (l/h).

K_d es la constante o coeficiente de descarga característico del emisor y equivale al caudal que proporcionaría a una presión de 1 mca.
h es la presión hidráulica a la entrada del agua en el emisor (mca o kPa*).
x es el exponente de descarga y que está caracterizado por el régimen de flujo dentro del emisor y/o de sus dispositivos de autocompensación.

La ecuación (2.1) puede representarse tomando en ordenadas caudales y en abscisas presiones (Figura 2.1). Cuanto menor sea el valor de x, la curva que resulta tenderá hacia la horizontal. Un emisor que tuviera una x = o, tendría como curva una recta horizontal paralela al eje de abscisas. Su caudal sería constante e independiente de la presión. Por el contrario, otro emisor con x = 1, su curva también sería otra recta que pasaría por el origen y formaría un ángulo de 45° con los ejes cartesianos. Su caudal variaría en la misma proporción que la presión.

Si la curva definida por la ecuación (2.1) se representa en unos ejes log-log, se transforma en una recta cuya pendiente es precisamente x y su ordenada es K_d, ya que al aplicar logaritmos en (2.1) se tiene:

$$\log q = x \log h + \log K_d \tag{2.2}$$

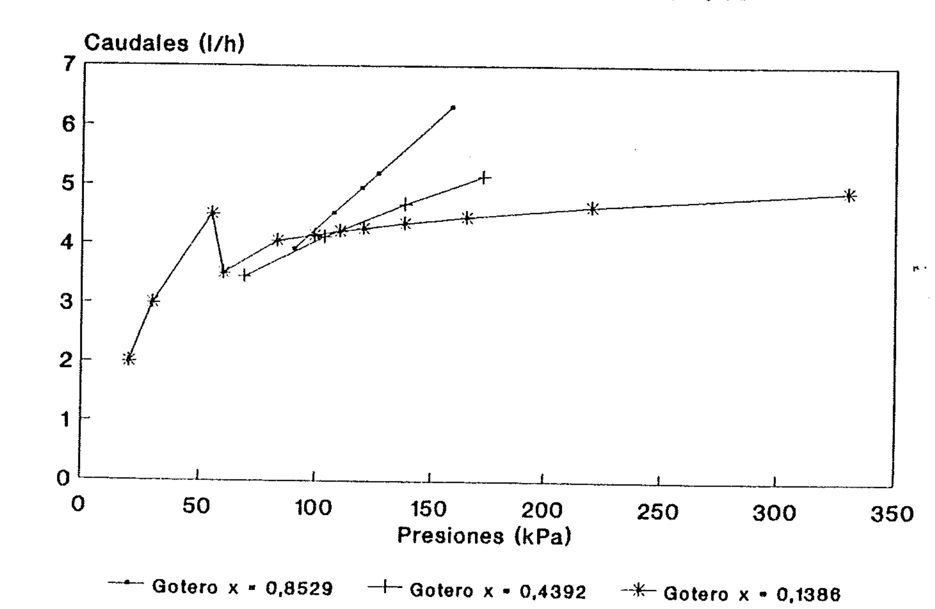


Fig. 2.1 Curvas caudal-presión en emisores con distintos valores de x.

* 1Kpa = 0,1 mca.

por tanto:

x se podrá obtener gráficamente midiendo con un escalímetro los segmentos BC y AB y dividiéndolos:

$$x = \frac{BC}{AB} \qquad \text{(ver Fig. 2.2)}$$

K_d se determinará leyendo a la escala logarítmica la ordenada en el origen de la recta.

Cada curva caudal-presión corresponderá a una determinada temperatura del agua.

Los fabricantes deberán proporcionar estas curvas caudal-presión, indicando, además, el entorno de presiones entre las que debe trabajar el emisor o intervalo de presiones efectivas de trabajo. Este dato es muy importante para el diseño hidráulico y en el caso de los emisores autocompensantes, deberá definirse el intervalo de autocompensación ya que sólo funcionan como tales a partir y hasta una determinada presión.

En la Figura 2.3 se han representado las presiones mínimas y máximas de trabajo, $h_{mín}$ y $h_{máx}$ así como la nominal, h_{nom}, a la que corresponde el caudal nominal del emisor, q_{nom}.

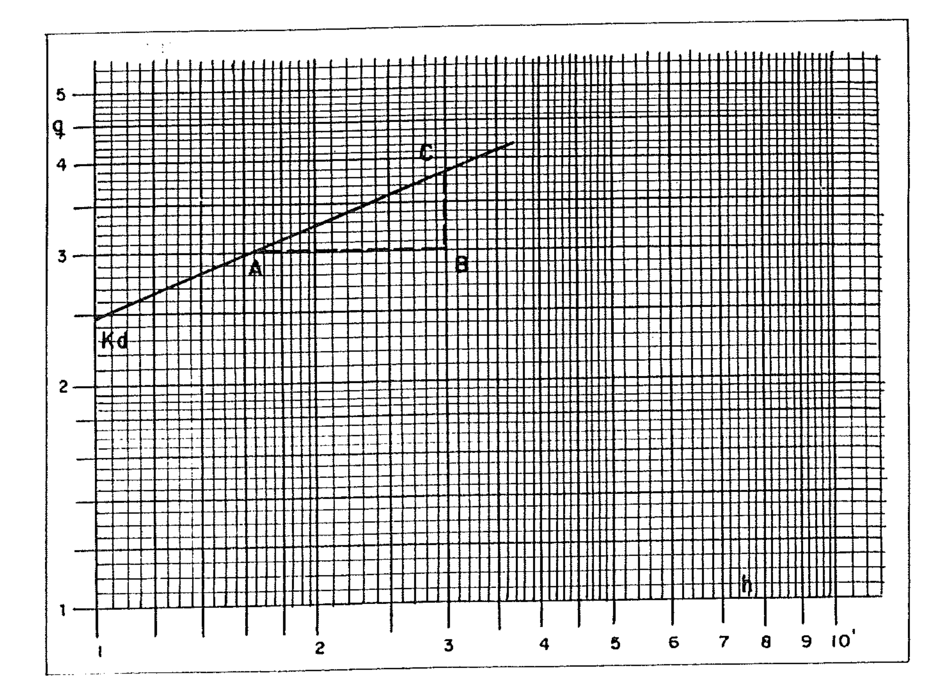


Fig. 2.2 "Curva" caudal-presión de un emisor representada en papel log-log.

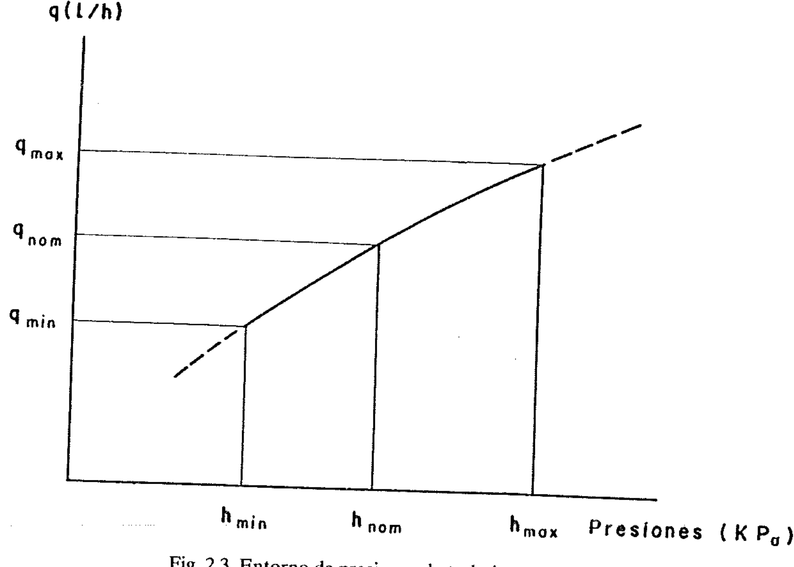


Fig. 2.3 Entorno de presiones de trabajo en un emisor.

También, para los emisores no autocompensantes se deberá proporcionar por el fabricante la presión nominal de ensayo y el caudal nominal que es el correspondiente a la anterior presión, con el agua a 23° ± 1° C. En los emisores autocompensantes el caudal nominal será, para la misma temperatura anterior, el correspondiente a una presión del intervalo de autocompensación.

Como se verá más adelante, a consecuencia de la variabilidad entre emisores, dada una determinada presión, los caudales de diferentes unidades de un mismo tipo de emisor son distintos, por lo que se obtendrán tantas curvas caudal-presión como diferentes unidades se usen, para una misma temperatura del agua. Se debe, por tanto, definir una curva característica del tipo de emisor considerado.

El número de unidades que deben ensayarse para obtener la curva característica dependerá, en consecuencia, de su bondad de fabricación. Se ha comprobado que para un nivel de significación del 95%, si se toman 24 elementos, la máxima imprecisión en la estimación del caudal sería del 1% para un emisor excelente, mientras que para emisores deficientes, para el mismo nivel de significación la máxima imprecisión sería del 6%, también ensayando 24 unidades.

En las normas de ensayo en vigor, UNE 68-075-86 y UNE 68-076-89 para los goteros con un solo punto de emisión y las tuberías-emisoras se toman 4 unidades o unidades de emisión, respectivamente. Cuando se trate de difusores o microaspersores se tomarán dos unidades. Todas ellas se elegirán de un conjunto que ha sido sometido previamente a la prueba de uniformidad de fabricación que más adelante se verá.

Siguiendo las instrucciones de las normas mencionadas, se someterá a cada uno de los emisores elegidos a presiones crecientes con escalones no superiores a 5 mca

hasta alcanzar 1,2 $h_{máx}$, midiendo los correspondientes caudales. En el caso de los autocompensantes, por razón de sus materiales resilientes se pueden presentar fenómenos de histéresis, por lo que además de tomar los caudales correspondientes a puntos ascendentes de presiones, una vez que se alcance la presión máxima dentro de su intervalo de trabajo, se efectuará el ensayo en sentido descendente de presiones.

Obtenidos los pares de valores caudal-presión para cada emisor ensayado se ajustará una curva potencial mediante la expresión:

$$x = \frac{\Sigma \ln h_i \ln q_i - \frac{1}{n} \Sigma \ln h_i \Sigma \ln q_i}{\Sigma (\ln h_i)^2 - \frac{1}{n} (\Sigma \ln hi)^2} \qquad (2.3)$$

$$k_d = \exp\left[\frac{1}{n}(\Sigma \ln q_i - x\Sigma \ln h_i)\right] \qquad (2.4)$$

en donde:

i varía desde 1 a n.
n es el número de pares de valores de q y h obtenidos en el ensayo.
q_i es el caudal de un emisor a la presión h_i.

Para comprobar la bondad del ajuste se puede obtener el coeficiente de determinación mediante la expresión:

$$r^2 = \frac{\ln k_d \, \Sigma \ln q_i + x\Sigma \ln q_i \ln h_i - \frac{1}{n}(\Sigma \ln q_i)^2}{\Sigma (\ln q_i)^2 - \frac{1}{n}(\Sigma \ln q_i)^2} \qquad (2.5)$$

Cuanto más se aproxime el valor de r^2 a la unidad mejor será el ajuste obtenido.

En el caso de los emisores autocompensantes el ajuste mediante una función potencial es bastante deficiente resultando valores muy bajos de r^2. En muchos casos se realizará un mejor ajuste mediante una línea recta que puede llegar a tener pendiente negativa, de tal forma que:

$$q = a + bh \qquad (2.6)$$

en donde:

$$b = \frac{\Sigma q_i h_i - \frac{1}{n} \Sigma h_i \Sigma q_i}{\Sigma h_i^2 - \frac{1}{n} (\Sigma h_i)^2} \qquad (2.7)$$

$$a = \frac{1}{n} \Sigma q_i - b \Sigma h_i \qquad (2.8)$$

y

$$r^2 = \frac{a\Sigma q_i + b\Sigma q_i h_i - \frac{1}{n} (\Sigma q_i)^2}{\Sigma q_i^2 - \frac{1}{n} (\Sigma q_i)^2} \qquad (2.9)$$

La temperatura durante el ensayo debe ser de 23° ± 1° C.

b. **Pérdida de carga por conexión.**—Entre los diferentes tipos de emisores existentes en el mercado, las conexiones de éstos a las tuberías laterales pueden clasificarse en cuatro grandes grupos (Figura 2.4).

— Conexión interlínea: Con ella el propio emisor sirve para unir segmentos de lateral. Normalmente los emisores se sirven de fábrica instalados a una distancia determinada en la tubería. La conexión suele ser en forma de diente de tiburón.

— Conexión sobre línea: En este caso la tubería lateral es perforada mediante un punzón, introduciendo en el orificio producido la conexión del emisor (Figuras 2.4 y 2.5).

— Conexión sobre línea con alargadera: Variante del anterior, donde la perforación hecha en la tubería lateral, o bien con una T, se conecta un trozo de tubo que termina en el emisor.

— Sistemas integrados: En ellos el emisor va embutido en el interior del lateral.

Todas estas conexiones producen un obstáculo a la circulación del agua dentro de la tubería lateral que se traduce en una pérdida de carga que dependerá del tamaño y tipo de conexión en relación al diámetro interior del lateral y del caudal que pase por este.

Un método para medir estas pérdidas de carga en laboratorio es el siguiente:

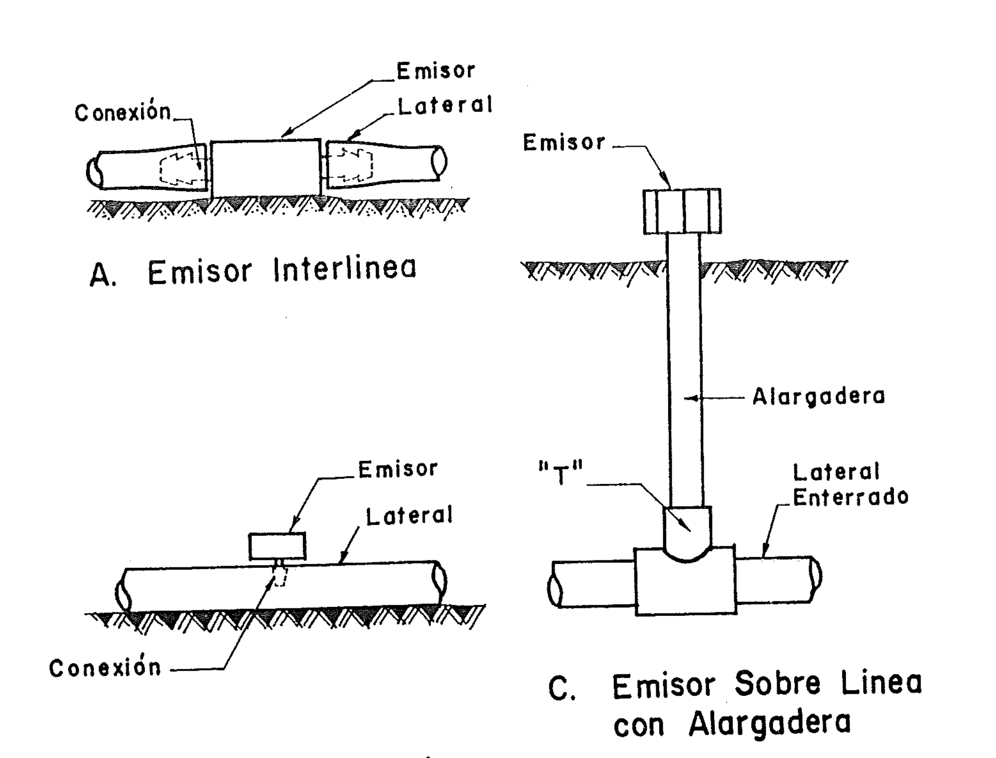
Se toma un trozo de tubería de unos 20 m de longitud como mínimo y mediante manómetro diferencial se mide su pérdida de carga para un determinado caudal. Se montan en esta tubería una serie de emisores a las separación normal, obturándolos para que no descarguen agua, y se hace pasar el mismo caudal, midiendo de nuevo la pérdida de carga que se produce en la tubería con los emisores. La diferencia entre ambas será la debida a las conexiones de los emisores. Naturalmente todas las medidas deben referirse a la misma temperatura del agua.

Como se trata de una pérdida de carga que se origina en un punto singular, siempre podrá hacerse equivalente a la que se produce en una longitud f_e de lateral. Así,

$$f_e = \frac{h_{f2} - h_{f1}}{n h_{f1}} * l \qquad (2.10)$$

en donde:

f_e es la longitud del lateral cuya pérdida de carga equivale a la producida por la conexión del emisor (m).
h_{f1} es la pérdida de carga producida en la tubería sin emisores (mca).
h_{f2} es la pérdida de carga producida en la misma tubería con los emisores (mca).
l es la longitud de la tubería (m).
n es el número de emisores instalados en la tubería.



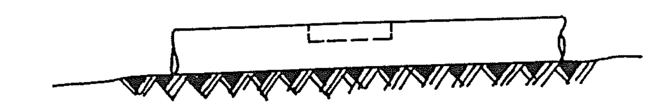


Fig. 2.4 Conexiones de emisores.

La Figura 2.5 puede servir para estimar estas longitudes equivalentes, que responden a las siguientes expresiones:

— Emisores sobre línea con conexión tipo "grande".

$$f_e = \frac{23{,}04}{D^{1{,}84}} \qquad (2.11a)$$

— Emisores sobre línea con conexión tipo "estándar".

$$f_e = \frac{18{,}91}{D^{1{,}87}} \qquad (2.11b)$$

— Emisores sobre línea con conexión tipo "pequeño".

$$f_e = \frac{14{,}38}{D^{1{,}89}} \qquad (2.11c)$$

— Emisores interlínea.

$$f_e = 0{,}23\ m \qquad (2.11d)$$

En las ecuaciones anteriores se considera que esta pérdida de carga es independiente del caudal que pasa por la tubería lateral y de la separación de los emisores en ella, lo cual no es exacto, aunque puede servir cuando se usen caudales y separaciones consideradas normales para los diámetros y tipos de emisores elegidos.

El método más ajustado sería determinar una ecuación que permitiera calcular, para cada diámetro de tubería y espaciamiento de emisores, su gradiente de pérdida de carga. Este tendría la expresión:

$$J' = K'Q^{\beta} \qquad (2.12)$$

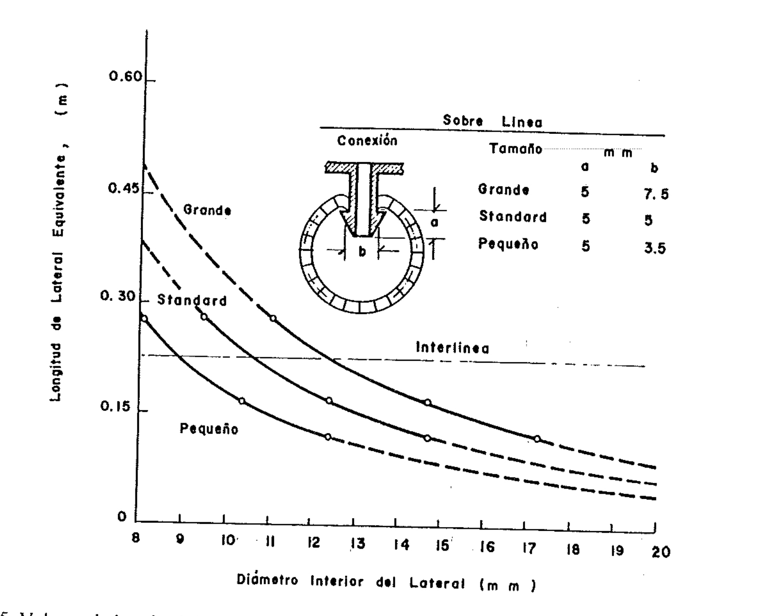


Fig. 2.5 Valores de longitud de lateral f_e cuya pérdida de carga equivale a la conexión del emisor.

en la que:

J' es el gradiente de pérdida de carga de la tubería de diámetro D_i con emisores de un determinado tipo situados a la distancia S_e.
K' es la constante a determinar experimentalmente.
Q es el caudal que pasa por la tubería.
β es el exponente de descarga a determinar experimentalmente.

También se puede expresar, para un determinado diámetro interior de la tubería lateral, el equivalente en longitud de la pérdida de carga de la conexión directamente en función del caudal que pasa por la tubería mediante la expresión:

$$f_e = CQ^M \tag{2.13}$$

Algunos valores de C y M para un diámetro interior del lateral de 14,7 mm pueden obtenerse en la siguiente tabla.

Tabla 2.1 Valores de C y M para obtener f_e

Gotero	M	C	Coeficiente de correlación	Tamaño de conexión a	Tamaño de conexión b
Interlínea	0,40	257,10	0,93	—	—
Sobrelínea	1,88	3,37	0,97	5	3,5
Sobrelínea	1,69	7,57	0,97	6	5,0
Sobrelínea	1,14	15,47	0,98	5	7,5

Adaptada de Howell y Barinas, ASAE Technical paper n.° 78-2014.

La pérdida de carga producida por las conexiones debe tenerse muy en cuenta, pues en emisores colocados muy juntos, con conexión interlínea, puede llegar a aumentar en un 30 ó 40% la pérdida que se tendría en el lateral sin emisores.

Mención especial merecen los microtubos insertados en un lateral, introducidos en el sentido de su caudal. Según la longitud de microtubo insertada y el diámetro del lateral se han obtenido los resultados de longitud de lateral (f_e) en un equivalente a la conexión que figuran en la Tabla 2.2, para microtubos de 3 ∗ 1,5 mm.

Tabla 2.2 Valores de fe en microtubos

Longitud insertada (cm)	Ø exterior del lateral 16 mm	Ø exterior del lateral 20 mm
[illegible]	0,17	0,06
10	0,20	0,06
20	0,25	0,10
30	0,31	0,13

Estos resultados fueron determinados para un caudal de 500 l/h en Ø 16 mm y 850 l/h en Ø 20 mm, pero se pueden considerar prácticamente independientes a dichos caudales.

Ejemplo 1:

En una tubería lateral de polietileno de baja densidad de Ø 12 mm (PE 32) de 0,25 MPa de presión nominal, diámetro interior 10 mm, con 30 m de longitud, se

instalan 55 goteros interlínea de 4 l/h de caudal nominal. Hallar la pérdida de carga en la conexión sabiendo que en la tubería las pérdidas de carga sin y con goteros previamente obturados, al pasar un caudal de 200 l/h, son:

$$h_{f1} = 2{,}621 \text{ mca} \quad \text{y} \quad h_{f2} = 3{,}822 \text{ mca}$$

Resultado:

$$f_e = \frac{3{,}822 - 2{,}621 * 30}{55 * 2{,}621} = 0{,}25 \text{ m}$$

No debe confundirse esta pérdida de carga en la conexión del emisor a la tubería lateral con la que se produce en el propio sistema de conexión. Así, en un microaspersor conectado a la tubería mediante un tubito de PE de Ø 7 mm de diámetro exterior y 4 mm de diámetro interior se produce una pérdida de carga que también puede ser importante, sobre todo si la longitud del tubito y/o el caudal del emisor son grandes. Esta pérdida de carga puede introducir un factor de desuniformidad en el caudal si el sistema de conexión no es el mismo en todos los emisores de la subunidad de riego.

2.4 Coeficiente de variación de fabricación

Por muy esmerados que sean los procesos de fabricación de los emisores, es imposible obtenerlos con el mismo valor de K_d y x.

Si tomamos una muestra de 50 emisores del mismo tipo y se someten a idéntica presión hidráulica, sin que varíe la temperatura del agua, el caudal de cada uno de ellos será distinto. Se ha comprobado que con un número suficientemente grande de emisores sus caudales se distribuyen estadísticamente, según una distribución normal (Figura 2.6). Esta distribución estará, por tanto, definida por su media y desviación típica. Si se llama $\bar{q}$ a la media de todos los caudales medidos a la misma presión y temperatura y σ su desviación típica, se puede definir el coeficiente de variación de fabricación CV como:

$$CV = \sigma/\bar{q} \tag{2.14}$$

siendo:

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_1^n (q_i - \bar{q})^2}{n-1}} \quad \text{y} \quad \bar{q} = \frac{\sum_1^n q_i}{n} \qquad (2.15)\ (2.16)$$

La variabilidad de fabricación depende del diseño del emisor, de los materiales utilizados en su fabricación y del cuidado y tolerancia utilizados en el proceso de la misma.

El significado estadístico del coeficiente de variación será:

i. Prácticamente todos los caudales observados en el ensayo están comprendidos en el entorno $(1 \pm 3\ CV)\bar{q}$.

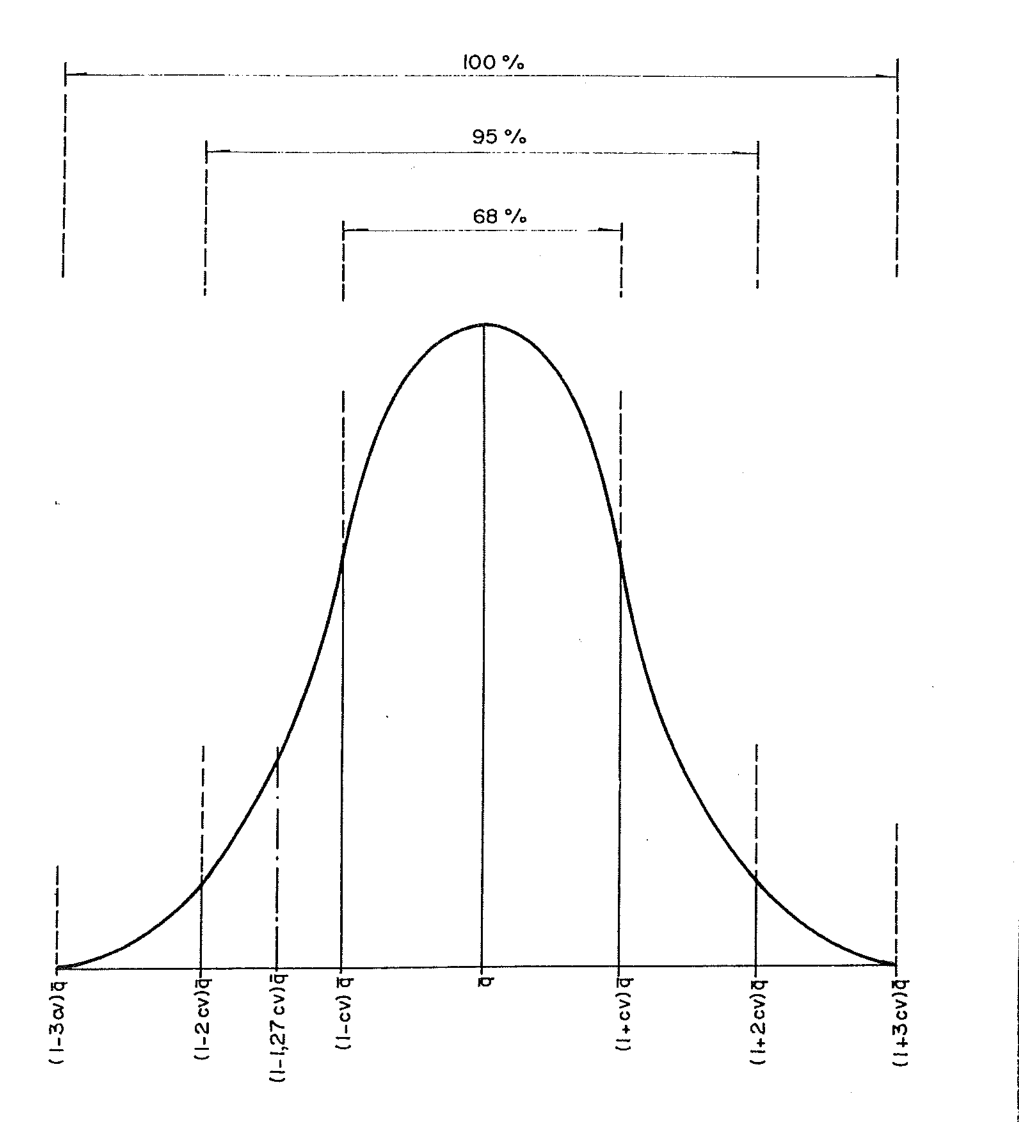


Fig. 2.6 Distribución normal de caudales de emisores.

ii. Aproximadamente el 95% de las observaciones se encuentran comprendidas en el entorno $(1 \pm 2\ CV)\bar{q}$.

iii. Si se toman el 25% de las observaciones de valor más bajo, su media será aproximadamente igual a $(1 - 1{,}27\ CV)\ \bar{q}$.

iv. El 68% de las observaciones realizadas estarán en el intervalo $(1 \pm CV)\ \bar{q}$.

La norma ASAE EP405.1 basada en la del US Soil Conservation Service clasifica los emisores de acuerdo con los valores de CV en:

Goteros, miniaspersores y difusores:

		CV	$\leq 0{,}05$	Excelentes
0,05	<	CV	$\leq 0{,}07$	Normales
0,07	<	CV	$\leq 0{,}11$	Marginales
0,11	<	CV	$\leq 0{,}15$	Deficientes
0,15	<	CV		Inaceptables

Tuberías emisoras de goteo:

		CV	$\leq 0{,}10$	Buenas
0,10	<	CV	$\leq 0{,}20$	Normales
0,20	<	CV		Deficientes a inaceptables

En las normas UNE e ISO la clasificación de los emisores se realiza únicamente en dos grupos: Categoría de uniformidad A y B de acuerdo con la siguiente tabla

Tabla 2.3 Clasificación de emisores según normas ISO y UNE

Categoría de uniformidad	Para la presion nominal desviación del caudal con respecto a q_{nom}	Coeficiente de variación de fabricación CV
A	≤ 5%	≤ 5%
B	≤ 10%	≤ 10%

En nuestra opinión el estándar americano refleja mucho mejor que las normas ISO y UNE la realidad del mercado, sobre todo en lo referente a las tuberías emisoras. Difícilmente pueden encontrarse comercializadas tuberías emisoras de una campaña que tengan los parámetros anteriores inferiores al 10%, lo normal es que los superen ampliamente y es por ello que en el estándar ASAE se admiten valores de hasta el 20%. No se entiende cómo no se ha dejado para este tipo de emisores una categoría C que llegara hasta el 15%.

En la práctica del riego, el dato realmente importante es la diferencia de dosis de riego que reciben las plantas. Por tanto, en el caso que cada planta reciba el agua de más de un emisor, se define el coeficiente de variación del sistema CV_s por:

$$CV_s = \frac{CV}{\sqrt{e}} \qquad (2.17)$$

en la que:

CV_s es el coeficiente de variación de fabricación del sistema.
CV es el coeficiente de variación de fabricación del emisor.
e es el número de emisores que proporcionan agua a una planta.

Es importante reseñar que en cultivos de alta densidad de plantación, aunque haya más plantas que emisores, por lo poco espaciados que normalmente se encuentran éstos, cada planta puede recibir agua de dos o tres emisores y ésta es la cifra que deberá tomarse para (e).

Cuando se trata de goteros multisalida debe saberse si se trata de un gotero con

varios puntos de emisión o de varios goteros agrupados en una misma carcasa. En este caso *e* sigue siendo el número de goteros independiente de los puntos de emisión que tenga. Siempre debe aplicarse el mismo criterio que se utilizó al hacer la determinación del *CV* en laboratorio.

En el caso de difusores o miniaspersores, también debe guardar un mínimo de uniformidad su pluviometría sobre el terreno, para evitar que se produzcan, en determinadas zonas, encharcamientos. Normalmente, no se admitirán aquellos emisores en los que se produzcan fluctuaciones de pluviometría de 1 a 2 entre puntos separados a 1 m.

En general puede decirse que el coeficiente de variación de fabricación es prácticamente independiente de la presión usada en la prueba, siempre que ésta esté comprendida en el entorno normal de uso del emisor.

Frecuentemente los emisores que son desmontables tienen un alto coeficiente de variación de fabricación, así como los llamados autocompensantes.

La influencia del *CV* en la variación de caudales en la subunidad de riego suele ser más importante que la variación de presiones debida a la pérdida de carga en las tuberías, incluso para valores realmente bajos de *CV*.

Hasta ahora el *CV* definido se refiere a emisores recién fabricados, nuevos. Es muy interesante conocer el *CV* de emisores usados, en unas determinadas condiciones o bien su variación con el tiempo. Lógicamente éste se verá afectado por las obturaciones parciales o totales y/o envejecimiento de los materiales de que estén fabricados los emisores. Por ejemplo, con sólo un 5% de emisores totalmente obturados, *CV* pasaría de 0,05 a 0,24, si se usa uno por planta.

2.5 Sensibilidad a las obturaciones

La sensibilidad del emisor a las obturaciones para una misma calidad de agua depende fundamentalmente del diámetro de su sección mínima de paso, de la velocidad del agua a través de esta sección y de la configuración o diseño de la misma.

Según el diámetro de la sección mínima de paso, los goteros, tuberías emisoras y sistemas integrados pueden clasificarse en:

Muy sensibles a las obturaciones	$d \leq 0{,}7$ mm.
Sensibles	$0{,}7 < d \leq 1{,}5$ mm.
Poco sensibles	$d > 1{,}5$ mm.

La presencia de zonas muertas en los conductos del agua dentro del emisor puede aumentar su sensibilidad a las obturaciones.

El diseño debe prevenir no sólo las posibles obturaciones internas sino también las que pueden producirse de fuera para dentro cuando se corta el riego por efecto de la entrada de aire en la tubería lateral a través de los emisores.

Muchos emisores autocompensantes son muy sensibles a las obturaciones, pues la pieza de material resiliente que llevan puede disminuir drásticamente la sección de paso del agua.

La velocidad dentro de los conductos del emisor tiene tanta importancia como el diámetro, ya que en emisores de largo conducto se pueden llegar a producir sedimentaciones. Velocidades mayores de 4,5 m/s reducen mucho las obturaciones.

En general, se recomienda que el sistema de filtrado no deje pasar partículas sólidas, cuyo diámetro sea superior a 1/10 del diámetro de la sección mínima de paso en goteros.

En miniaspersores y difusores esta norma puede rebajarse a 1/5, ya que la velocidad de paso por los conductos suele ser mayor y éstos mucho más cortos.

Para difusores y miniaspersores se puede establecer la siguiente clasificación:

Muy sensibles a la obturación	$d \leq 0{,}4$ mm.
Sensibles	$0{,}4 < d \leq 0{,}7$ mm.
Poco sensibles	$d > 0{,}7$ mm.

No obstante, las recomendaciones de filtrado del fabricante del emisor, y, sobre todo, la experiencia local serán, sin duda, los datos más prácticos para conocer la sensibilidad a la obturación del emisor y, por consiguiente, sus requerimientos de filtrado.

Se está tratando de normalizar unos ensayos que permitan evaluar la sensibilidad de los emisores a las obturaciones físicas y químicas. En el primer caso la prueba se realiza en cuatro fases, de 24 horas de duración cada una, con agua mezclada con 250 mg/l de arena de una granulometría creciente en cada fase. Mientras se está realizando el ensayo se miden caudales de los emisores. La prueba termina cuando en el 40% de las unidades ensayadas se observa una disminución del caudal de un 20%.

Más interesante se considera la prueba de resistencia a las obturaciones químicas. Consiste en hacer circular agua a una temperatura de 30 ± 5° C, para facilitar su acción, en la que se han disuelto 1 g/l de $CaSO_4$, 3 g/l de $CaCl_2\ 6H_2O$ y 1 g/l de $NaHCO_3$. Se realiza un número determinado de ciclos de funcionamiento y desecado, midiendo caudales de los emisores hasta un máximo de 30 ciclos o cuando el 40% de las unidades presenta caudales disminuidos en más del 20%.

2.6 Sensibilidad a la temperatura

La variación de la temperatura a lo largo del lateral, contraria en signo a su variación de presión, es común en casi todos los sistemas de riego localizado con tuberías expuestas a la radiación solar. Es por ello necesario tener presente esta característica para el cálculo de estos sistemas.

Los resultados obtenidos de la descarga de varios tipos de emisores sometidos a distintas temperaturas, ha llevado a la conclusión de que

$$q = m + nT \tag{2.18}$$

en donde:

m y n son constantes y
T es la temperatura del agua en grados centígrados.

La sensibilidad a la temperatura, expresada por n, depende fundamentalmente:

i) Del grado de turbulencia del flujo dentro del emisor, ya que cuanto mayor sea este grado, menor será la dependencia del caudal de la viscosidad que, a su vez, se ve grandemente afectada por la temperatura.
ii) Del diseño del emisor, tanto en forma como en composición, ya que la temperatura influye en las características de los materiales resilientes que, a veces,

forman parte del emisor, pero sobre todo produce dilataciones variando las dimensiones de los conductos.

A pesar de la escasa información con la que se cuenta, puede decirse, a nivel general, que la sensibilidad de la temperatura es grande en los emisores de largo conducto, aumentando con la presión interior y su sección de paso de agua; son poco sensibles los emisores de tipo laberinto, aumentando ésta con la presión de trabajo y, por último, en los emisores tipo vortex la descarga decrece cuando aumenta la temperatura. Cuando las tuberías laterales se entierran o sombrean las variaciones de temperatura disminuyen.

Tabla 2.4 Valores experimentales de las constantes *m* y *n* para varios emisores

Presión en K_{pa}	n	m	Coeficiente de determinación
(a) Helicoidal 2 l/h			
100	0,0169	1,6872	0,9946
200	0,0254	2,8927	0,9964
300	0,0303	3,9242	0,9878
(b) Helicoidal 4 l/h			
100	0,0323	3,0612	0,9948
200	0,0470	5,1131	0,9964
300	0,0651	6,7083	0,9898
(c) Laberíntico 4 l/h			
100	0,0079	4,8769	0,9040
200	0,0092	7,3293	0,8574
300	0,0139	9,1871	0,8594
(d) Vortex 7,5 l/h			
100	-0,0180	7,2695	0,9913
200	-0,0222	9,8105	0,9740
300	-0,0213	11,6188	0,9817

Adaptada de Zur y Tal. ASCE, Vol. 107,. n.º IR1, marzo 1981.

2.7 Clasificación de emisores

a. Goteros.
b. Tuberías emisoras.
c. Miniaspersores o difusores.

2.7.1 Goteros

La configuración de los goteros es muy variable, pero simplificando, se pueden agrupar en cuatro grandes apartados en función de su diseño y acabado:

a. Goteros sellados, con dos o más piezas acopladas en fábrica que no pueden separarse si no es provocando su rotura. Con ellos se consiguen los más bajos *CV*. Cuando se obturan deben reemplazarse.

b. Goteros desmontables de dos o más piezas que pueden separarse para proceder a su limpieza manual. Tienen *CV* más altos que los anteriores por los problemas de ajuste en el montaje.

c. Goteros en los que su carcasa es la propia tubería. Son goteros interlínea, de una sola pieza que se insertan dentro de la tubería utilizando parte de ésta como pieza exterior. Los tipos mejores vienen montados en la tubería desde la fábrica. A pesar de esto suelen tener un alto *CV*. Son desmontables, aunque, algunas veces con dificultad. Se les conoce vulgarmente como de tipo "husillo".

d. Goteros integrados: Ver apartado 2.7.1.7.

Atendiendo al número de puntos de emisión, normalmente los emisores se construyen con uno sólo, pero muchos de ellos, mediante sencillos acoples, se pueden transformar en multisalidas.

Según la configuración de los conductos de paso del agua, pueden encontrarse:

2.7.1.1. *De largo conducto* (Figura 2.7, D): En ellos la pérdida de carga tiene lugar en un largo conducto (de hasta 2 m de longitud) y de pequeño diámetro (de 0,5 mm a 2 mm). El flujo dentro del emisor es laminar, pero debido a la influencia de la entrada y salida, las fórmulas teóricas que podrían aplicarse no se ajustan a la realidad.

A este grupo pertenecen los microtubos con diámetros interiores de 0,6 mm a 2 mm. Su *CV* puede ser bastante bueno (0,02 a 0,05), pero dependerá grandemente del cuidado que se tenga cuando se corten a una determinada longitud.

La x de estos emisores varía entre 0,55 a 0,80 aumentando con su longitud, con una K_d que va desde 4 a 8 disminuyendo cuando la longitud se incrementa.

Es interesante conocer que con microtubos de 1,5 mm y pequeña longitud (unos 30 cm) se consiguen instalaciones muy sencillas y poco costosas, pudiéndose alcanzar una buena uniformidad de aplicación, aunque los caudales unitarios, de hasta 20 l/h, puedan parecer altos. En estos casos la sensibilidad a obturación es prácticamente nula, por lo que se pueden instalar estaciones de filtrado muy sencillas.

Al grupo de emisores de largo conducto pertenecen también aquellos goteros con el conducto en helicoide, fabricados así para evitar la incomodidad que suponen los largos microtubos. Existía una amplia gama de goteros de mayor o menor tamaño y con caudales variables de 2 a 4 l/h. Su *CV* es muy variable, ya que existen modelos con valores de 0,02 y otros con 0,13. Sus exponentes de descarga varían de 0,65 a 0,85 y sus K_d entre 0,4 a 0,8.

Como ya se ha dicho este grupo de emisores suele ser bastante sensible a las obturaciones y a la temperatura, por lo que están prácticamente en desuso.

2.7.1.2. *De laberinto* (Figura 2.7, E): Pertenecen a este grupo una serie de goteros a los que se les ha llamado la segunda generación, con largos conductos tortuosos gracias a los cuales se aumenta la turbulencia del flujo, consiguiéndose valores menores de x (de 0,5 a 0,6) y menor sensibilidad a las obturaciones (secciones de paso de 1 a 2 mm) y a los cambios de temperatura. Normalmente tienen un bajo *CV* (< 0,05). Pueden ser interlínea y sobrelínea.

2.7.1.3. *De orificio* (Figura 2.7, A). En ellos el agua sale al exterior a través de uno o varios orificios de pequeño diámetro, en donde tiene lugar la mayor pérdida de carga. El régimen de flujo es completamente turbulento y el exponente de descarga suele ser próximo a 0,5. Son emisores muy sensibles a las obturaciones.

2.7.1.4. *De tipo vortex* (Figura 2.7, B). Estos goteros tienen una cámara circular en donde se produce un flujo vorticial. Este movimiento se consigue al entrar el agua tangencialmente a la pared circular de la cámara. El rápido movimiento de rotación consigue que el eje del vortex obtenido esté en el eje de la cámara. Como consecuencia de ello la pérdida de carga que se produce es superior que la del emisor de orificio del mismo diámetro. El CV puede ser bajo (0,04), el exponente de descarga también (de 0,4 a 0,5) y K_d es aproximadamente 1. En contrapartida, los modelos existentes en el mercado son muy sensibles a las obturaciones, pues el menor diámetro de paso es del orden de 0,6 mm.

2.7.1.5 *Autocompensantes* (Figuras 2.7, F y H). Se trata de goteros con flujo turbulento o transitorio en los que se intenta obtener un caudal constante independiente de la presión. La autorregulación se consigue normalmente mediante una pieza móvil y flexible de caucho que se deforma bajo el efecto de la presión, disminuyendo la sección de paso del agua y limitando así el caudal.

La durabilidad de estos goteros y, sobre todo, de su membrana flexible puede verse afectada por el tiempo y la temperatura, sobre todo cuando son empleados con aguas bicarbonatadas.

La sensibilidad a las obturaciones puede llegar a ser grande, ya que cuando la presión aumenta disminuye la sección de paso, pudiendo llegar a valores inferiores a 0,5 mm. Su defecto mayor puede ser el alto valor de CV, debido a la existencia de

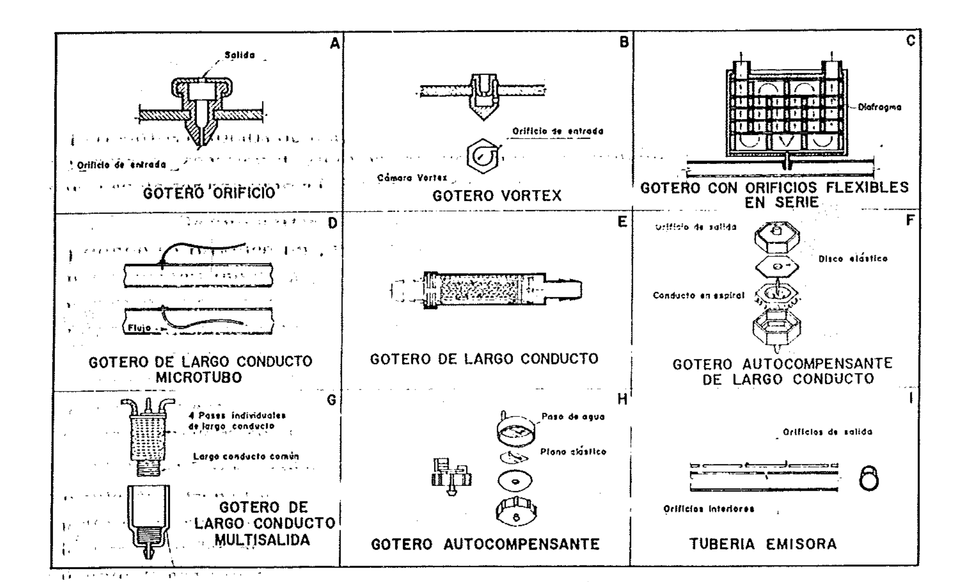


Fig. 2.7 Goteros y tuberías emisoras.

piezas móviles. El efecto autorregulante no se consigue sino a partir de una determinada presión que deberá indicar el fabricante, existiendo también una presión máxima a partir de la cual el emisor deja de funcionar correctamente. El límite inferior suele estar en los 10 mca y el superior en los 30 a 40 mca (intervalo de autocompensación).

A pesar de lo anterior, existen en el mercado modelos autocompensantes con exponentes de descarga prácticamente iguales a 0, a partir de 6 mca de presión hasta 40 mca y con un CV de 0,02.

2.7.1.6. *Autolimpiantes.* Existen fundamentalmente dos tipos de goteros autolimpiantes: los que pueden estar o no en posición limpiante y los que continuamente lo están.

Los primeros sólo se limpian durante el corto tiempo que tarda el sistema en ponerse en funcionamiento y alcanzar la presión de régimen, o en pararse y pasar de ésta a la presión atmosférica.

Los segundos (Figura 2.7, C), de limpieza continua, están fabricados para que partículas relativamente grandes sean expulsadas durante su funcionamiento. Esto se consigue mediante una serie de orificios flexibles que disipan la presión y que son deformables. Cuando una partícula de mayor tamaño que el orificio llega a él consigue pasar, deformándolo, a causa de la diferencia de presión que se crea entre las dos cámaras que comunica el orificio.

Con los del primer tipo debe tenerse la precaución de que la capacidad del sistema en caudal sea suficiente para poder llegar a la presión de régimen, ya que descargan más caudal cuando están en la posición de limpieza. Por otra parte, la pieza móvil (generalmente una bolita), que suele servir para efectuar estos cambios de funcionamiento, obliga a que el gotero esté perfectamente en vertical y a pesar de ello suele llegar a bloquearse. Estos inconvenientes han hecho que hoy en día estén prácticamente en desuso.

En los segundos las deformaciones y desgastes que se producen en los orificios flexibles hacen que al poco tiempo de uso los caudales producidos varíen considerablemente. Este hecho unido a su elevado precio han reducido su utilización.

Existe un tercer grupo en los que a la entrada del emisor va situada una rejilla que opera como filtro para evitar la entrada de partículas en el cuerpo del emisor.

El exponente de descarga de los de limpieza continua es de 0,7 y el CV varía de 0,05 a 0,07.

2.7.1.7. *Sistemas integrados.* En estos sistemas, los goteros convencionales se sitúan en el interior de las tuberías, en el mismo proceso de fabricación, sin que exista ningún tipo de acoples o juntas. En algunos casos se trata de goteros tipo largo conducto o laberinto, sin carcasa exterior, actuando como tal la propia tubería. En otros se trata de goteros autocompensantes, etc. El caudal de los emisores suele ser inferior a 4 l/h.

Basándose en ese caudal, en la tolerancia de presiones y el diámetro de la tubería, los laterales tendrán longitudes muy variables que en el caso más favorable pueden llegar a 300 m.

Estos sistemas integrados, al igual que las tuberías emisoras, se diseñan para reducir costes en los cultivos que requieren una gran cantidad de goteros. La dura-

ción de estos sistemas es variable, en función de la calidad de la tubería, pero en general se suele diseñar para una durabilidad mínima de dos campañas. Se acostumbran a suministrar en rollos de 1.000 m para permitir su tendido y recogida en el campo por medios mecánicos.

El diámetro de la tubería es normalmente inferior a 25 mm. Los intervalos a que se sitúan los emisores son variables según necesidades. Los tipos más usuales ofrecen amplias gamas de espaciamientos entre 0,30 y 1,50 m. La presión de trabajo depende del tipo de emisor. En general necesitan presiones mínimas del orden de 0,3-0,5 atm, y máximas entre 3 y 4 atm.

En riego subterráneo existen goteros con herbicida incorporado de emisión lenta para evitar la entrada de raíces.

2.7.2 Tuberías emisoras

Se emplean, por su bajo coste, en cultivos de marco de plantación muy estrecho que requerirían una gran densidad de goteros. En general son bastante sensibles a las obturaciones ya que cuentan generalmente con orificios de salida de diámetro inferior a 1 mm. Trabajan a presiones inferiores a los 10 mca con exponentes de descarga que varían ente 0,4 a 0,8 y *CV* desde 0,10 a 0,20 o más.

Están, frecuentemente, fabricadas a base de PE, de espesor variable, por lo que convendrá cerciorarse de que su precio esté relacionado con su vida útil. En términos generales, estas tuberías deben colocarse enterradas a poca profundidad.

2.7.2.1. *Mangueras porosas o de rezume.* En ellas el agua sale al exterior a través de material poroso o, en el caso más sencillo, de un cosido. Su vida útil también es corta. Son muy sensibles a obturaciones por carbonatos, especialmente las de material poroso. Para conseguir una buena distribución de agua, debe irse a longitudes cortas.

2.7.2.2. *Mangueras tipo «Bi-wall»* (Figura 2.7, I). Constan de dos tubos excéntricos o adyacentes. El agua circula por uno de ellos y pasa a través de unos pequeños orificios al segundo tubo, desde donde sale al exterior por otras perforaciones. Por cada orificio interior hay varios exteriores, por lo que pueden considerarse como goteros de orificio con multisalida.

Suelen ser de polietileno de distinto espesor, lo que influye en su vida útil. Estas mangueras permiten regar grandes longitudes (hasta unos 200 m) con una buena uniformidad de distribución a lo largo de ellas. Su presión de trabajo es de 0,4 a 0,6 atmósferas. Se suelen presentar los gruesos de pared en la unidad llamada "mil" (1 mil = 0,001 pulgada = 0,0254 mm)

2.7.2.3. *Mangueras corrugadas.* Formadas por dos tuberías concéntricas, la exterior lisa y la interior corrugada, dejando entre ambas un conducto, de pequeño diámetro, a modo de resorte. El agua circula por la tubería interior y pasa al conducto a través de unas perforaciones practicadas regularmente en el mismo. Después de perder presión en el largo conducto, el agua sale a través de unas perforaciones practicadas en la manguera exterior.

2.7.2.4. *Mangueras perforadas.* Son tuberías de PE, generalmente de poco espesor, con perforaciones esparcidas uniformemente, de forma lineal en sentido axial o circulares, efectuadas por procedimientos sofisticados, se emplea incluso

técnica láser, para que la longitud o diámetro de la perforación sean lo más iguales posibles. Su funcionamiento hidráulico es similar al de un gotero de orificio, pero con la particularidad de que su sección de salida aumenta con la presión hidráulica interior en función de la elasticidad de la pared de la tubería. A bajas presiones pueden gotear, pero a presiones todavía relativamente bajas, inferiores a 10 mca, el goteo se convierte en chorro continuo. Por el pequeño tamaño de las perforaciones, son bastante sensibles a las obturaciones.

2.7.2.5. *Otros tipos.* Otros tipos de mangueras llevan una solapa en toda su longitud, con unos circuitos, generalmente impresos, tipo laberinto, que a intervalos regulares se comunican con la cámara interior que actúa como tubo para la conducción de agua, y ésta, tras circular por los conductos, sale al exterior. Estos circuitos actúan, pues, como goteros.

Actualmente existe una tendencia muy generalizada a proteger con deflectores o solapas los puntos de emisión para evitar la entrada de contaminantes en la conducción cuando ésta se vacía al pararse el riego.

2.7.3 Difusores y miniaspersores (Figura 2.8)

Este tipo de emisores están usándose cada vez más, sustituyendo, en algunos casos con ventaja, a los goteros. Se caracterizan porque el agua se desplaza a través del aire alguna distancia antes de llegar a la superficie del suelo. En general, las pérdidas de agua debidas a evaporación son mínimas.

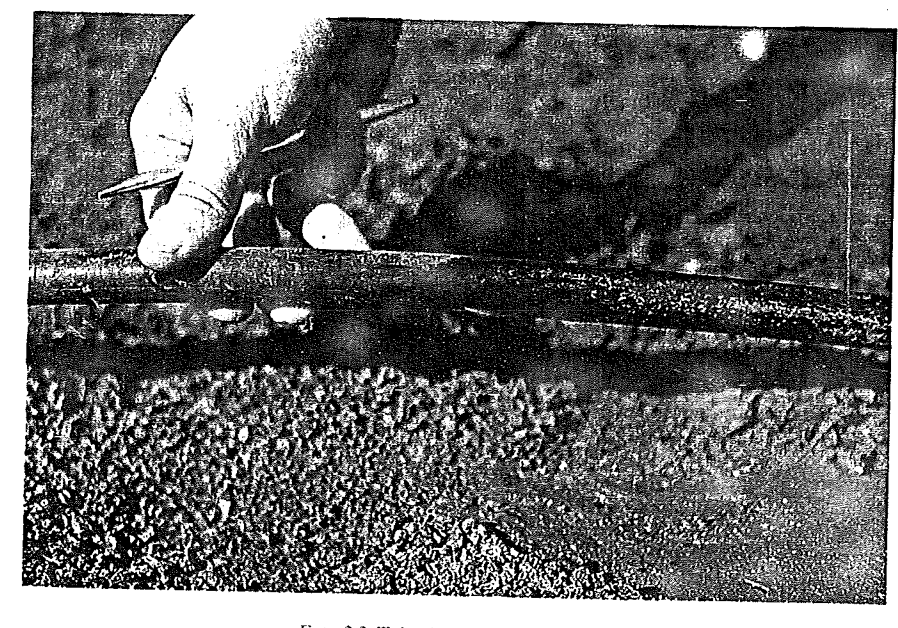
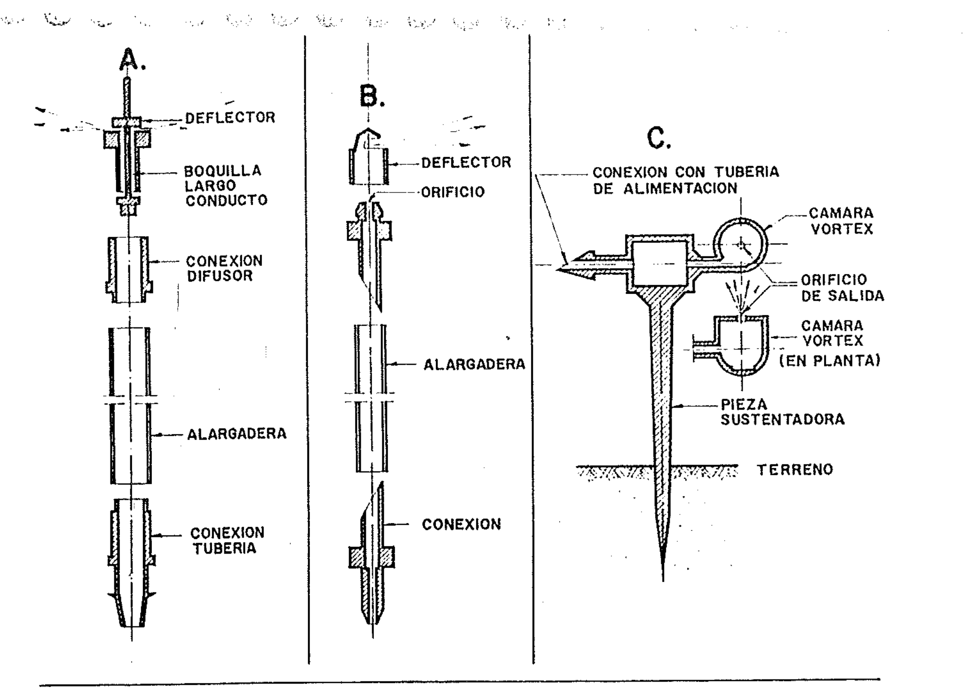


Foto 2.3 Tubería emisora perforada.



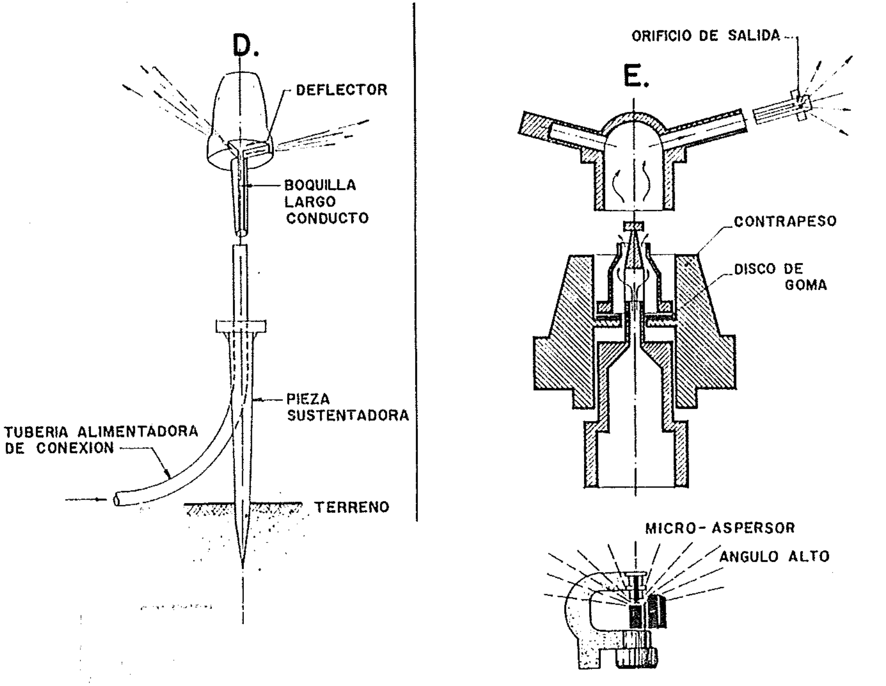


Fig 2.8 Difusores y miniaspersores.

Como ya se ha dicho, según tengan o no alguna de sus partes en movimiento de rotación se denominan miniaspersores o difusores. En la Figura 8 los dos E son miniaspersores, los demás son difusores.

Atendiendo a su funcionamiento hidráulico se pueden hacer cuatro grandes grupos, similares a los goteros en los principios usados para la disipación de energía.

i. De largo conducto (Figura 2.8, A y D), llamados así porque la pérdida de carga se produce fundamentalmente a través de una sección de corona circular o a través de una acanaladura, aunque éstos sólo tengan una longitud de 8 a 12 mm. Estos difusores tienen una x que varía de 0,45 a 0,50.
ii. De orificio (Figura 2.8, B) con secciones de 1 a 2 mm de espesor y con x variando entre 0,45 a 0,85.
iii. Vortex (Figura 2.8, C) con x comprendidas entre 0,35 a 0,45.
iv. Autocompensantes. A los modelos de orificio o de largo conducto se les pueden acoplar unas piezas con lengüetas flexibles que disminuyen la sección de paso del agua al aumentar la presión. Existe un modelo que consigue la autorregulación mediante un contrapeso (Figura 2.8, E alto)

A pesar de tener diámetros de paso relativamente pequeños, son poco sensibles a las obturaciones debido a la velocidad del agua.

Casi todos ellos tienen un deflector contra el cual choca el chorro de agua, cambiando de dirección y distribuyéndose a través del aire.

En ocasiones los deflectores pueden colocarse en diferentes posiciones y cambiar así el ángulo de apertura del chorro o la forma y tamaño de la superficie mo-

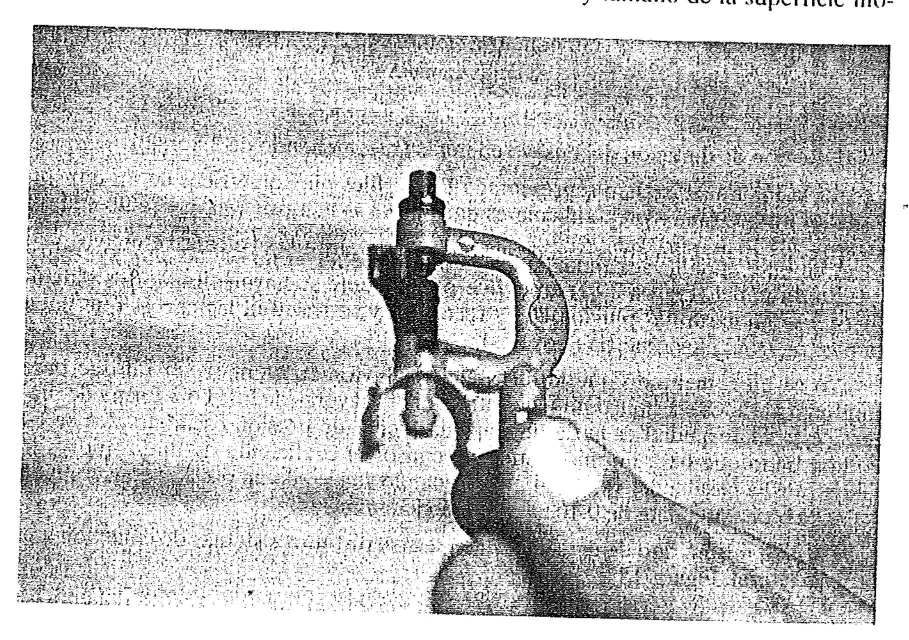


Foto 2.4 Miniaspersor.

jada. Esto último es interesante en frutales sobre todo cuando son jóvenes o para evitar mojar el tronco.

En estos emisores, además de la curva característica caudal-presión y del coeficiente de variación de fabricación, deben conocerse las siguientes características:

— Superficie cubierta o mojada, descrita mediante un sector circular, por ejemplo, sector circular de 90 grados sería un cuarto de círculo.
— Perfil de distribución pluviométrica en función de la distancia del pluviómetro al emisor.
— Alcance efectivo o distancia desde el emisor hasta el pluviómetro que recoge, al menos, el 10% de la pluviometría media.
— Altura de la trayectoria o apogeo de la trayectoria del agua por encima de la boquilla del emisor.
— Angulo de salida con respecto al plano horizontal.

Para determinar estas prestaciones se procede, según la norma UNE 68-073-86, colocando en un área horizontal no afectada por el viento una cuadrícula de 25 cm de lado. En cada vértice de los cuadrados se coloca un pluviómetro cilíndrico o cónico con bordes afilados, bocas circulares de 10 a 15 cm de diámetro y sin deformaciones. En el centro del área se sitúa el emisor a ensayar con su boquilla situada a 20 cm por encima de las bocas de los pluviómetros. El ensayo debe realizarse durante 2 horas a la presión nominal.

Si en cada pluviómetro se recoge un volumen V de agua medida en cm^3 y el área de la boca del colector es de A cm^2, la pluviometría recogida será:

$$\text{pluviometría (mm/h)} = \frac{10V}{tA} \qquad (2.19)$$

siendo:

t el tiempo de duración del ensayo en horas (recomendado de 2 horas).

En la Figura 2.9 se han representado los perfiles pluviométricos de un difusor, situados en dos radios perpendiculares que parten del emisor y el medio de ambos.

Este perfil pluviométrico puede usarse para determinar el alcance efectivo.

En un papel (Figura 2.10) en el que previamente se hayan situado los pluviómetros se anotarán las pluviometrías recogidas y se trazarán las curvas que unen puntos de igual pluviometría (isoyetas).

Ya se ha comentado que la distribución pluviométrica debe ser tal que para puntos separados a 1 metro no haya variaciones mayores de 2:1. Una forma de mejorar esta uniformidad es la de utilizar una fuente de presión oscilante. Así se ha comprobado que para un mismo tipo de emisor el coeficiente de uniformidad de Christransen pasaba del 14,5% al 21,2% cuando se usaba una presión constante de 103 kPa o una oscilante de 0-103 kPa con 1 ciclo/min.

Para un mismo tipo de emisor pueden usarse distintos sistemas de conexión a la tubería lateral, Figura 2.11.

Estas conexiones pueden afectar en gran manera al funcionamiento del emisor. Así, en estudios recientes, se ha obtenido que en un difusor con un *CV* del 2%, su sistema de conexión llegaba hasta un *CV* del 8%.

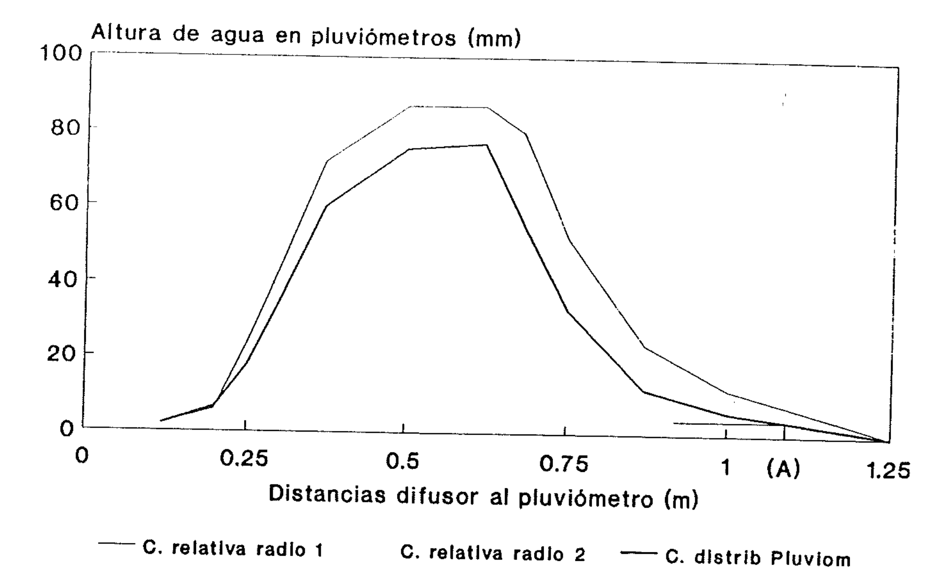


Fig. 2.9 Perfil pluviométrico de miniaspersor.

Es importante el sistema de sustentación del emisor para que la posición de la boquilla en los difusores o el eje de giro en los miniaspersores se mantengan verticales, ya que, de lo contrario, se verá afectada la superficie mojada y la uniformidad de distribución.

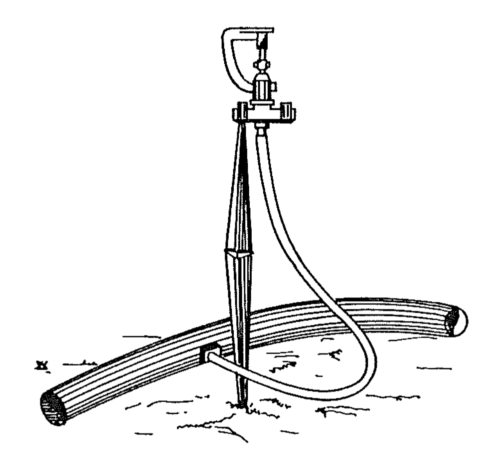
25 cm

25 cm

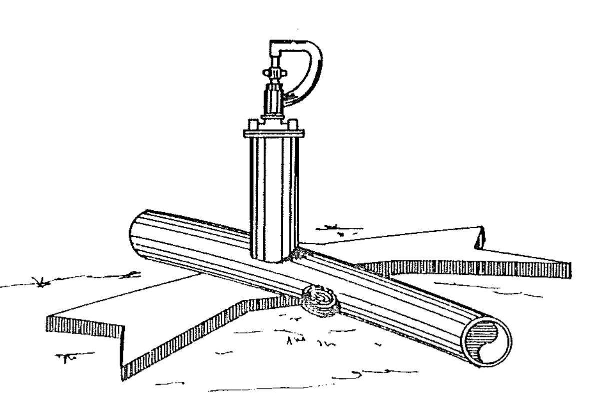
T : Difusor

O : Pluviómetro

Fig. 2.10 Esquema de la distribución de agua en la superficie regada.



Estaca plastica para mariposa



Montura con elevador

Fig. 2.11 Sistemas de conexión de difusores a la tubería lateral.

3 Equipos de filtrado

3.1 Generalidades

El problema más grave y frecuente en las instalaciones de riego localizado y, en particular, las de goteo, es el de las obturaciones. Por ello, dependiendo de la clase de sólidos en suspensión o impurezas del agua, los sistemas deben estar provistos de algún tipo de equipo de filtrado. Sólo con aguas cristalinas, carentes de sólidos en suspensión y sin riesgo de contaminarse, se podrían omitir los filtros, situación que no se presenta en la práctica.

Si consideramos la naturaleza de las obturaciones, podemos distinguir:

— Obturaciones por partículas orgánicas e inorgánicas.
— Obturaciones por precipitaciones y/o proliferación de bacterias.

Atendiendo al factor tiempo las clasificamos como:

— Actuales o inmediatas.
— Potenciales o lentas.

Por lo general, las obturaciones actuales o inmediatas se identifican con las causadas por partículas orgánicas e inorgánicas. De la misma manera, las potenciales o lentas se suelen asociar a las producidas por precipitaciones o bacterias. Estas últimas se previenen fundamentalmente con tratamientos químicos, que serán desarrollados en otra parte del libro. Para evitar las primeras se utilizan los filtros.

Las sustancias orgánicas que se presentan con mayor frecuencia son algas, diatomeas, peces, moluscos, crustáceos, insectos, gusanos, semillas, restos vegetales, etc. En aguas procedentes de pozos es frecuente la presencia de partículas de arena. En cauces o depósitos abiertos el agua puede contener gran cantidad de restos orgánicos, así como de limo y arcilla.

Si suponemos una instalación que riega con un caudal de 1 m^3/min y con un agua que contenga 10 ppm de sólidos en suspensión, los filtros extraerán entre 0,5 y 0,6 kg de contaminantes por cada hora de funcionamiento.

El tipo o tipos de filtros necesarios en una instalación de riego localizado dependerá de la naturaleza y tamaño de las partículas contaminantes. A continuación se presenta una tabla que ayuda a seleccionar el dispositivo de filtrado:

Tabla 3.1 Selección de tipo de filtro

Contaminante	Separador arenas	Filtro de grava	Filtro de malla	Otros
Arena	X	—	X	Sedimentación
Limo y arcilla	—	X	X	Sedimentación y floculación
Sustancias orgánicas	—	X	X	Tratamientos químicos

3.2 Prefiltros

En el caso en que sea necesario tratar un agua muy contaminada por sólidos, puede ser interesante la instalación en la toma, antes de entrar en el cabezal propiamente dicho, de prefiltros que retiren grandes volúmenes de contaminantes, o por lo menos las partículas mayores.

Distinguiremos dos grupos:

a. Dispositivos de desbaste.
b. Desarenadores-decantadores.

3.2.1 Dispositivos de desbaste

Existen distintos tipos de elementos o piezas más o menos sofisticadas que pueden usarse para eliminar las partículas más gruesas. Las más sencillas consisten en rejas metálicas con separación entre barrotes de 3 a 10 mm para desbaste fino, 10 a 25 mm para un desbaste medio y de 50 a 100 mm para predesbaste. Según los contaminantes del agua se instalarán una o varias rejas consecutivas. Para su dimensionamiento, se tendrá presente que la velocidad de paso de agua estará entre 0,6 y 1 m/s. Como elementos de desbaste más finos, pueden citarse alcachofas en toma de bombas, algunos de cuyos modelos son autolimpiantes, cajoneras de bloques porosos de hormigón, etc.

3.2.2 Depósitos de decantación

Se utilizan para eliminar por sedimentación sustancias arrastradas por el agua y que sean más densas que ésta. Sirven para resolver dos principales problemas:

1. Para eliminar cantidades importantes de sólidos suspendidos, como unidad primaria antes de la filtración normal.

2. Para eliminar hierro. En algunas aguas subterráneas el hierro está disuelto a causa de su bajo pH. Cuando el agua es elevada y se airea, el CO_2 escapa y el pH aumenta, causando la oxidación del hierro y su precipitación.

Se pueden clasificar cuatro tipos distintos de sedimentación:

a. La sedimentación de partículas aisladas que no tienen interacción significativa con sus vecinas. Un ejemplo típico es la sedimentación de arena y limo en suspensión.

b. La sedimentación de partículas que floculan durante el proceso. Por agregación las partículas aumentan de masa y se depositan a mayor velocidad. Un ejemplo típico es la oxidación y floculación del hierro.

c. La sedimentación se produce en suspensión, ya que las fuerzas de interacción entre las partículas impiden la sedimentación de las partículas próximas. Las partículas tienden a mantenerse en una posición fija con relación a las otras hasta que la masa de ellas sedimenta como una unidad. Se desarrolla una interfase sólido-líquido por encima de la masa sedimentada.

d. La sedimentación ocurre cuando las partículas se encuentren a una concentración tal que se ha formado una estructura que se comprime y sedimenta. Esta compresión se produce por el peso de las partículas que se van añadiendo desde arriba por sedimentación. Este tipo de sedimentación se encuentra en las capas más bajas de las masas de sedimento.

Para la sedimentación del tipo *a* se puede usar la ley formulada por Stokes.

La velocidad de sedimentación de una partícula es su velocidad de caída en el agua y depende de su tamaño, forma y densidad. Para una partícula esférica, la ley de Stokes nos dice que:

$$V_c = 5{,}715 * 10^{-5} D^2 (P_s - 1) \qquad (3.1)$$

donde:

V_c es la velocidad de sedimentación (cm/s)
P_s es el peso específico de la partícula
D es el diámetro de la partícula (micras)

La principal limitación de esta ley se refiere a la forma esférica de la partícula, a su rigidez y a su superficie lisa. También supone que en el líquido no se producen turbulencias. Ya que en la realidad partículas de diversas formas caen a diferentes velocidades, se define el término diámetro «efectivo» o «equivalente» que es el de una esfera que caería con la misma velocidad que la partícula en cuestión. En el ábaco 1 se ha representado la ley de Stokes. Naturalmente el fluido considerado es el agua, a la cual se le supone un peso específico de 1 y un coeficiente de viscosidad también de 1 a 20° C.

Según el ábaco anterior, para una partícula de suelo con un peso específico de 2,67 y un tamaño de 75 micras la velocidad de sedimentación sería de 0,54 cm/s.

En los restantes tipos de sedimentación descritos no es aplicable la ley de Stokes por lo que habrá que realizar una prueba de sedimentación para hallar la velocidad de sedimentación.

La prueba consiste en colocar una muestra, lo menos alterada posible, de agua con las partículas en suspensión en una columna de vidrio. La altura del agua en la columna debería ser igual a la que tendrá en el depósito de decantación. La velocidad de sedimentación se calculará dividiendo la distancia de caída en centímetros por el tiempo que tarda en realizarse aquella en segundos.

Dimensionado del depósito de decantación

Sea cual fuere el procedimiento seguido para obtener V_c, el depósito se dimensionará para eliminar aquellas partículas cuya velocidad de sedimentación sea igual o superior a V_c.

Suponiendo que las partículas se distribuyen uniformemente en el agua y que se sedimentan desde la superficie a una velocidad V_c, el caudal de agua que se va clarificando será:

$$Q = 10 A V_c \qquad (3.2)$$

donde:

Q es el caudal de agua clarificada (l/s).
A es la superficie del depósito de decantación (m²).
V_c es la velocidad de sedimentación (cm/s).

La ecuación anterior puede ponerse de la forma

$$A = 0{,}10 \frac{Q}{V_c}$$

que servirá para calcular la superficie del depósito de decantación en función del caudal de entrada Q y de la velocidad de sedimentación.

También se tendrá que

$$V_c = \frac{h}{T} \tag{3.3}$$

en donde:

h es la altura del nivel del agua en el depósito (cm).
T es el tiempo de permanencia de la partícula en el depósito (s) o tiempo de oportunidad que tiene la partícula para sedimentar.

La profundidad del depósito se escoge en función de la capacidad de almacenamiento de sedimentos que se quiera tener para poder espaciar las limpiezas.

En la práctica, la superficie del depósito de decantación suele mayorarse multiplicándola por un factor F_s de almacenamiento de sedimentos.

Para proyectar el depósito se puede seguir el siguiente proceso:

1. Cálculo del área del depósito:

$$A = 0{,}10 F_s \frac{Q}{V_c} \tag{3.4}$$

2. Cálculo de la anchura del depósito haciendo que su longitud L sea cinco veces su anchura B.

$$B = \sqrt{\frac{A}{5}} \tag{3.5}$$

3. Calcular la longitud.

$$L = 5\,B \tag{3.6}$$

4. Adoptar una adecuada profundidad, del orden de 1 m.

Por último, debe tenerse especial cuidado en el diseño de la entrada y salida del agua del depósito para evitar turbulencias. Para ello a la entrada será conveniente usar pantallas o estructuras de difusión y los orificios de salida deberán situarse por debajo de la superficie del agua para eliminar los contaminantes que floten, pero

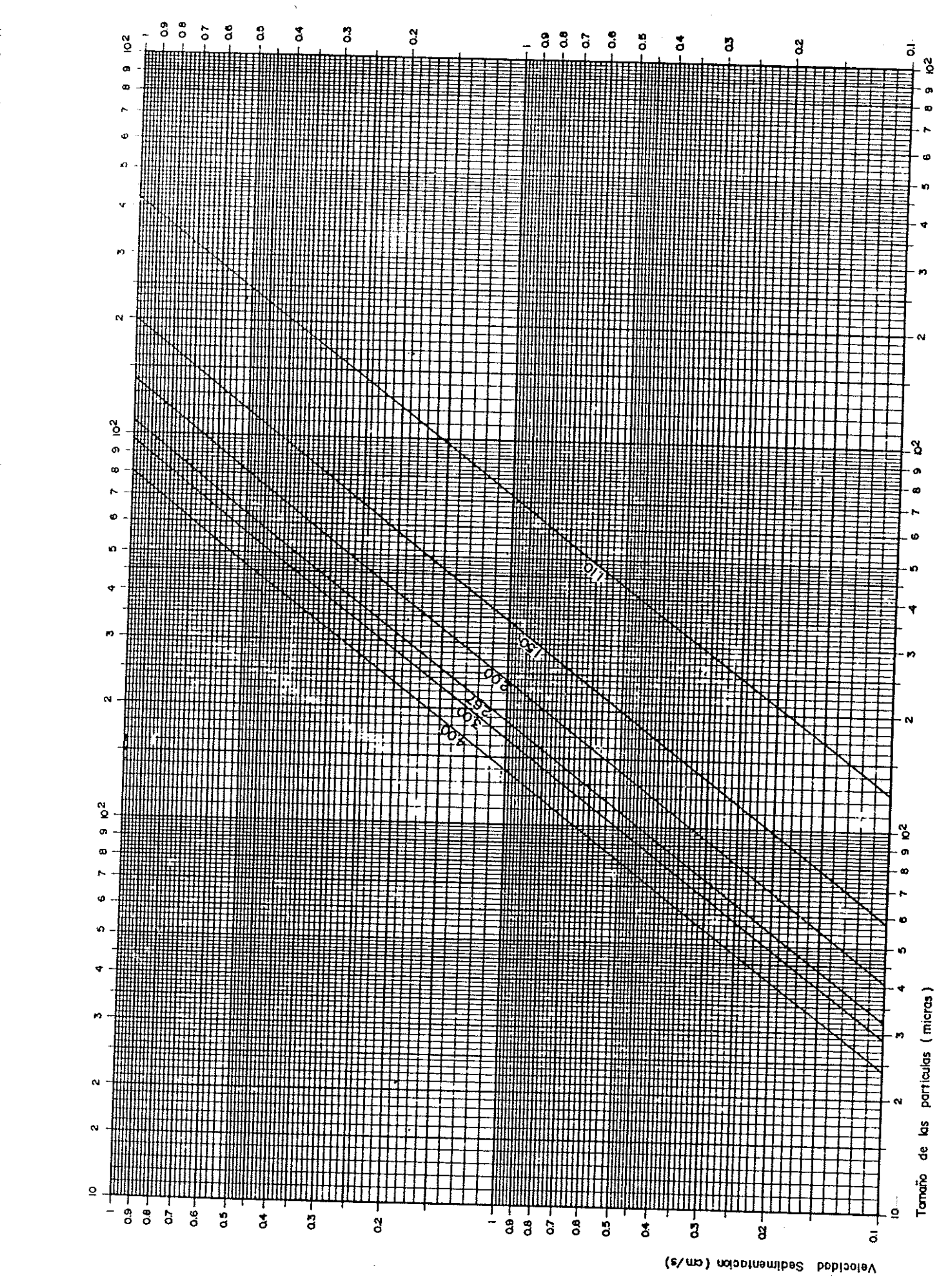


Figura 3.1 Representación gráfica de la ley de Stokes.

suficientemente altos por encima del fondo para no recoger sedimentos. Normalmente una toma con flotador dará un buen resultado.

Ejemplo:

Se desea diseñar un depósito para tratar un caudal de 100 m³/h, eliminando partículas en suspensión superiores a 0,05 mm cuyo peso específico es de 2,67. Se aplica un factor de almacenamiento $F_s = 2$.

1. Según el ábaco, para un tamaño de 50 micras y un peso específico de 2,67 se obtiene una $V_c = 0,24$ cm/s, por lo que

$$A = 0,10 * \frac{27,28}{0,24} = 23,15 \text{ m}^2$$

2. $$B = \sqrt{\frac{A}{5}} = 2,20 \text{ m}$$

3. $$L = 5 * B = 11 \text{ m}$$

4. Se adopta una profundidad de 1 m.

3.3 Separadores de arena

Son aparatos que pueden hacer las funciones de prefiltros, pero normalmente se instalan dentro del cabezal, cuando el agua está contaminada fundamentalmente por arena.

Son dispositivos en los que gracias a un flujo vertical se consigue separar hasta el 98% de las partículas mayores de 100 micras. Sólo sirven para separar partículas más densas que el agua.

Es conveniente que aguas abajo de estos separadores se coloquen filtros que eviten el paso de contaminantes a la instalación, lo que puede suceder antes de que el flujo en el aparato alcance su velocidad de régimen.

Los tipos de separadores más utilizados son: los hidrociclones y los separadores de arena propiamente dichos. El principio de funcionamiento de ambos aparatos es el mismo, variando sólo la geometría de la cámara filtrante, cónica en los hidrociclones, y cilíndrica, en los separadores. Por este motivo nos limitamos a explicar el primero de ellos.

3.3.1 Principio del hidrociclón

El esquema de un hidrociclón típico es mostrado en la Figura 3.2. Consta de:

— Una entrada, D_i; es un conducto tangencial que introduce el agua con los sólidos hacia el interior de la cámara.
— Una sección cilíndrica, D_c, donde se crea un movimiento rotacional.

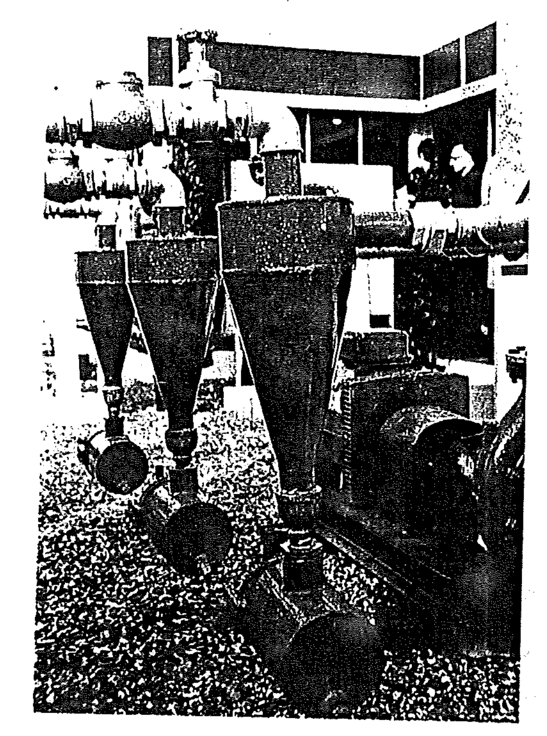


Foto 3.1 Hidrociclones.

— Una sección cónica con un ángulo Θ, donde tiene lugar la separación de los sólidos.
— Una salida para la descarga de sólidos, *Du*. Cuando el hidrociclón es vertical, esta salida se sitúa en la parte inferior del aparato.
— Un colector, *Do*; éste es un tubo que se introduce ligeramente en el interior de la sección cilíndrica y que conduce el agua limpia, libre de sólidos, hacia la red de riego.

Keller y Lin (1972) —citados por Golberg *et al.*, 1976— mencionan una relación de medidas para la construcción de hidrociclones.

Si *Dc* es el diámetro de la sección cilíndrica (Fig. 3.2), entonces:

*L = longitud total del hidrociclón = 5 a 8 * Dc; Di, Do = 0,15 a 0,33 * Dc.*
*Du = Colector para la descarga de sólidos = 0,15 a 0,20 * Dc.*

La longitud del colector de agua limpia (*Do*) debe ser 0,33 a 0,50 * *Dc* para aparatos pequeños, y de 0,16 a 0,25 * *Dc* para los grandes.

El ángulo cónico Θ debe ser 45° o menor.

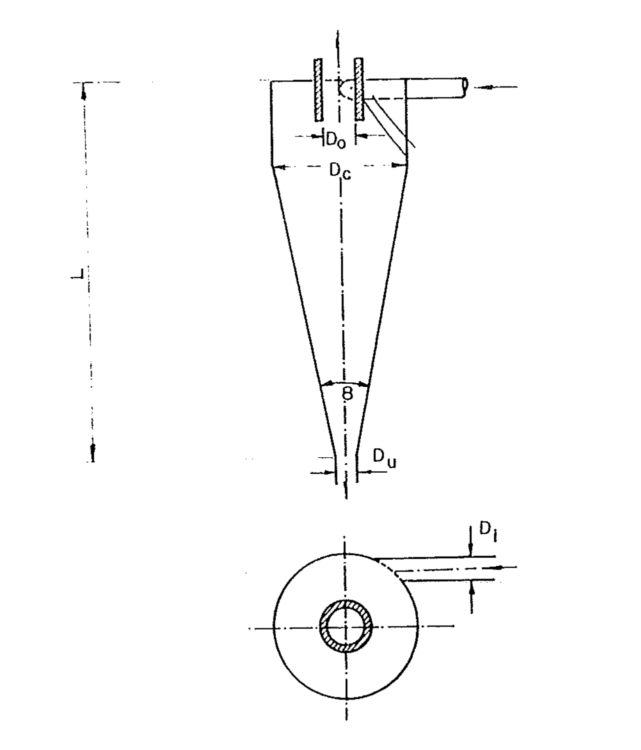


Fig. 3.2 Esquema del hidrociclón.

En la Tabla 3.2 se establecen las relaciones existentes entre las dimensiones de las distintas partes de un separador (Fig. 3.3).

Tabla 3.2 Dimensiones en los separadores

Orificios entrada/salida	1"	1 1/4"	1 1/2"	2"
Dim A (mm)	762,0	762,0	762,0	914,0
Dim. B (mm)	539,8	539,8	539,8	660,4
Dim C (mm)	152,4	152,4	152,4	203,2
Dim D (mm)	85,7	85,7	85,7	127,0
Dim E (mm)	139,7	139,7	139,7	139,7

3.3.2 Funcionamiento del hidrociclón

El agua contaminada entra en el hidrociclón, que debe estar situado en posición vertical, por la conducción *Di*, con un flujo tangencial a la sección cilíndrica.

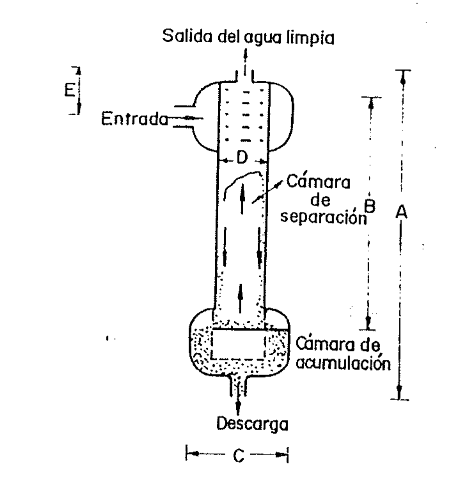


Fig. 3.3 Esquema del separador.

Dc. El flujo rotacional origina una fuerza centrífuga. Los sólidos, al ser más pesados que el agua, son desplazados hacia el exterior de la corriente y debido a la componente gravitacional descienden hacia el colector de impurezas situado en la

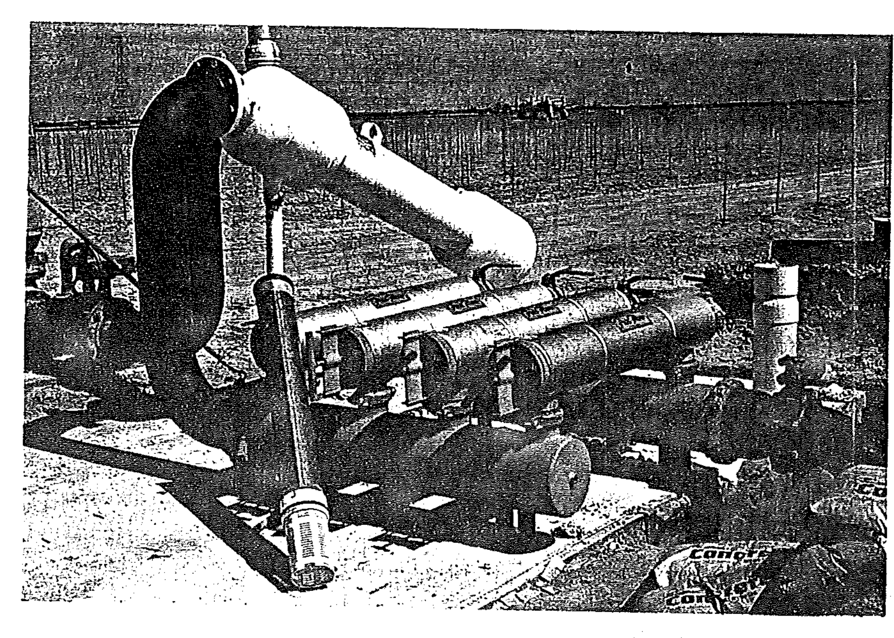


Foto 3.2 Estación de control con separador de arena y filtros de malla.

parte más baja de la unidad. El agua asciende por la parte central y sale por la parte superior (*Do*) (Fig. 3.4).

3.3.3 Pérdidas de carga

A diferencia de otros tipos de filtros que se tratarán posteriormente, en éstos la pérdida de carga se mantiene constante a lo largo del tiempo y depende sólo del caudal a tratar.

En la Figura 3.5 se presentan ábacos de pérdida de carga en función del caudal y del diámetro del hidrociclón o de la entrada del separador. El fabricante deberá suministrar ábacos similares a éstos para poder seleccionar el tipo más conveniente a la instalación que se proyecta.

3.4 Filtros de arena

Consisten en tanques generalmente metálicos (de acero galvanizado, inoxidable o con protección de pintura antioxidante) o de plástico reforzado (poliéster bobinado con fibra de vidrio o poliéster laminado) capaces de resistir las presiones estáticas y dinámicas de la red, rellenos de arena o grava tamizada de un determinado tamaño. El filtrado se realiza cuando el agua atraviesa la arena.

Dentro del centro de control o cabezal vendrán situados a la entrada del agua,

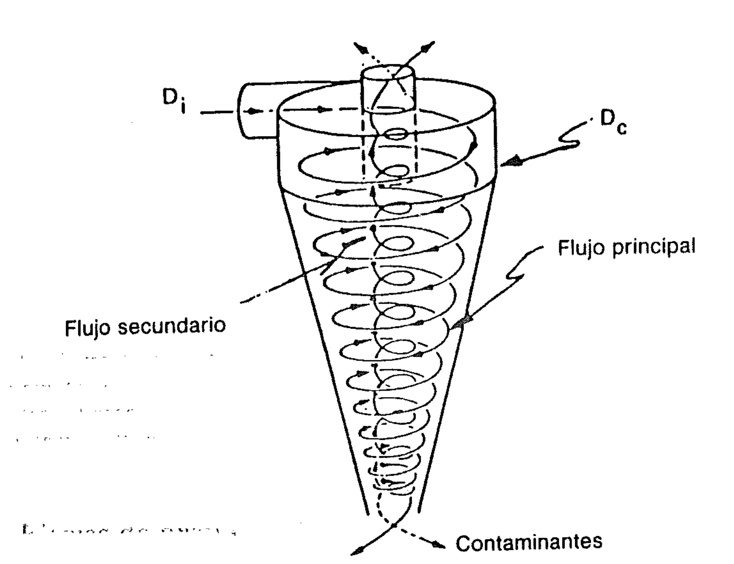


Fig. 3.4 Funcionamiento del hidrociclón.

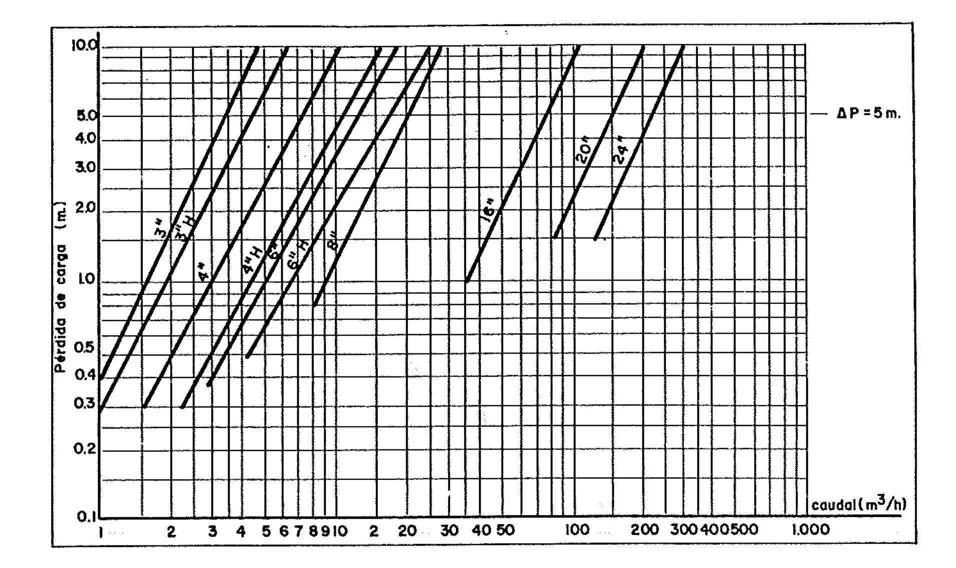


Fig. 3.5 Curvas caudal-pérdida de carga en hidrociclones, según diámetro de la sección cilíndrica (*Dc*).

y antes de los filtros de malla. Es importante señalar que estos filtros no sustituyen a los de malla, sino que los complementan.

Los filtros de grava son muy efectivos para retener sustancias orgánicas, pues pueden filtrar a través de todo el espesor de arena, acumulando grandes cantidades de contaminantes antes de que sea necesaria su limpieza.

Los factores que afectan al funcionamiento de un filtro de arena son: calidad de agua, características de la arena, caudal y la caída de presión admisible.

3.4.1 Características de la arena

Las arenas comerciales suelen ser clasificadas por números, pero un conocimiento preciso de sus propiedades se consigue usando los conceptos de granulometría, diámetro efectivo, coeficiente de uniformidad, forma de los granos, friabilidad, y pérdida por ataque con ácido, que a continuación se definen según Degremont (1979).

Granulometría. Se caracteriza por una curva representativa de los porcentajes en peso de los granos que pasan a través de una sucesión de tamices normalizados.

El método operativo para determinar la curva de granulometría es el siguiente:

- Pesar 100 g de material después de secarlo durante 4 horas a 120° C.
- Tamizar este material sucesivamente a través de tamices normalizados (ver tabla de correspondencia de Telas Metálicas, norma ISO/R565) y anotar la masa retenida en cada tamiz.

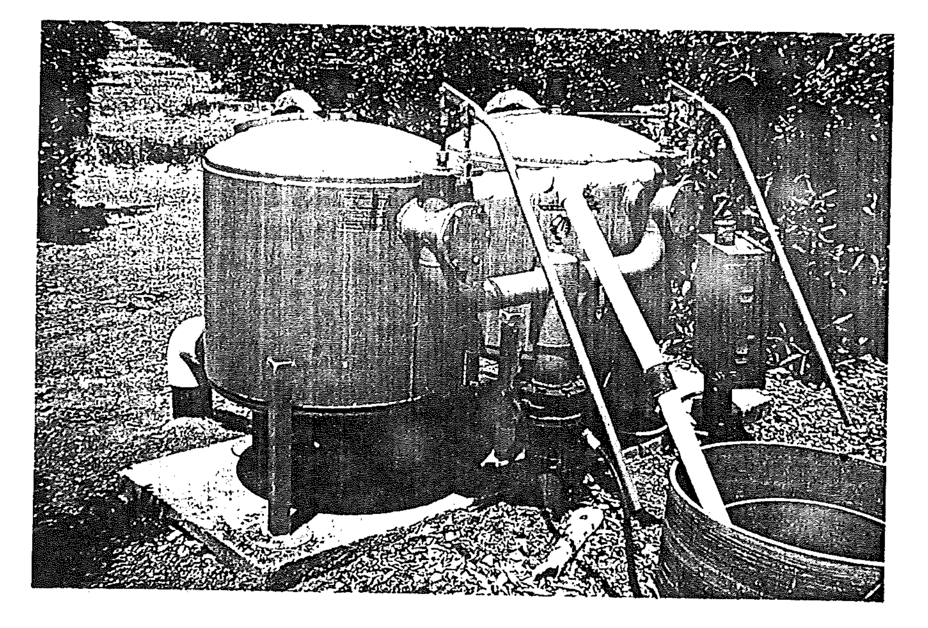


Foto 3.3 Filtros de arena en paralelo.

— Calcular, a partir de estos resultados, la masa de material que atraviesa cada tamiz y expresarla en porcentaje de la masa total utilizada para el ensayo.
— Trazar la curva acumulativa que representan estos porcentajes en función del paso de malla de cada tamiz (Fig. 3.6).

Diámetro efectivo. Es el orificio del tamiz que permite el paso del 10% de la arena; correspondería al porcentaje 10 de la curva anterior y determina, en gran parte, la calidad del filtrado, juntamente con los dos factores siguientes, pues el diámetro de poro es, aproximadamente, 1/7 del diámetro efectivo.

Coeficiente de uniformidad. Es la relación entre las aperturas de tamiz correspondientes a los porcentajes 60 y 10 de la curva de granulometría. Un valor usual en arenas comerciales es de 1,5. No deberá sobrepasarse el valor 1,6 y sólo en casos excepcionales se admitirá hasta 1,8.

En la figura 3.6:

Diámetro efectivo = 1,20 mm.

$$\text{Coeficiente de uniformidad} = \frac{1{,}65}{1{,}20} = 1{,}37$$

Forma de los granos. Pueden ser angulosos (material triturado) o redondos (arena de río o de mar). Contrariamente a lo que se pueda pensar, los primeros se acoplan menos fácilmente unos con otros y dejan, por tanto, secciones de paso mayores que los segundos. En consecuencia, para una misma granulometría, el aumento de pérdida de carga es menor con granos angulosos que con granos redondos.

Por tanto, para obtener calidades de agua filtrada similares, con un material anguloso tendrá un diámetro efectivo menor que el de un material de granos redondos.

Friabilidad. La friabilidad de un material se valora apreciando la cantidad del mismo que se mantiene utilizable después de la trituración, es decir, que tiene el mismo diámetro efectivo que la muestra inicial.

El modo de operar para su determinación es como sigue:

Se toman 35 cm³ de material, pesados exactamente. Se introduce el material en un cilindro metálico cuyo diámetro interior es de 40 mm y su altura útil de 100 mm. Este cilindro se fija radialmente sobre una rueda de 34 cm de diámetro. Se hace girar esta rueda alrededor de un eje que pasa por su centro a una velocidad de 25 rpm.

Se introducen además, en el interior del cilindro, 18 bolas de acero de 12 mm de diámetro.

Para la valoración de la friabilidad se efectúan dos medidas: una después de 15 minutos de funcionamiento (750 golpes, es decir, 375 vueltas) y otra después de 30 minutos (1.500 golpes = 750 vueltas). Se establece la curva granulométrica del material después de cada ensayo (Fig. 3.6).

Si se designa por X el porcentaje de material de diámetro inferior al diámetro efectivo inicial, la pérdida será de X - 10, que expresada en porcentaje respecto a la fracción que está por encima del diámetro efectivo, es decir, el 90% será:

$$\frac{X-10}{90} * 100 = \frac{10}{9}(X-10) \tag{3.7}$$

Esta pérdida es la característica que mide la friabilidad del material.

En la figura 3.6:

$$\text{Friabilidad} = \frac{10}{9}(X-10) = \frac{10}{9}(30-10) = 22{,}2\%$$

La escala de calidades según estos valores, tomando como base los resultados obtenidos con la mayoría de los materiales filtrantes para los usos más comunes se refleja en la Tabla 3.3.

Tabla 3.3 Calidad de la arena según friabilidad

Clasificación	Friabilidad	
	15 minutos (750 golpes)	30 minutos (1.500 golpes)
Muy buena	6 al 10%	15 al 20%
Buena	10 al 15%	20 al 25%
Mediocre	15 al 20%	25 al 35%
Totalmente rechazable	> 20%	> 35%

Un material friable debe rechazarse especialmente en el caso de un filtro que funciona de arriba a abajo y que se lave solamente con agua, ya que los finos que se

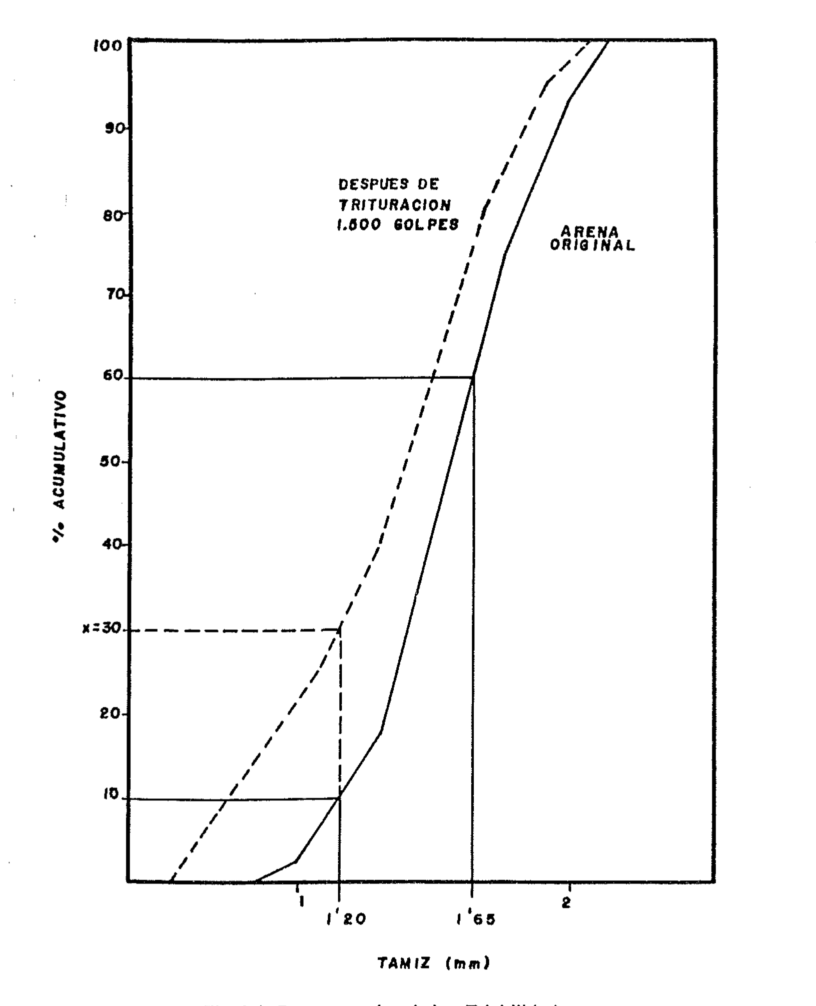


Fig. 3.6 Curva granulométrica. Friabilidad.

formen producirán un atascamiento en superficie. La determinación de la friabilidad es muy importante cuando se usan materiales procedentes de machaqueo, cuyas aristas pudieran partirse, o materiales de origen volcánico que suelen disgregarse con facilidad.

Pérdida por ataque con ácido. Es la pérdida de peso después de un contacto de 24 horas con una solución de ácido clorhídrico al 20%. Esta pérdida debe ser inferior al 2%.

Es evidente que no puede tolerarse una pérdida importante con ácido, ya que el agua puede contener gas carbónico agresivo, o que en ciertos casos puede ser necesario hacer limpiezas con ácido.

En la Tabla 3.4 se dan las características de los áridos más utilizados.

Tabla 3.4 Características de los áridos más usuales

Material	Clase	ϕ Efectivo mm	ϕ Poro mm	Equivalente en Mesh
Granito molido	N.° 8	1,50	0,214	70
Granito molido	N.° 11	0,78	0,111	140
Arena de sílice	N.° 16	0,66	0,094	170
Arena de sílice	N.° 20	0,46	0,066	230
Arena de sílice	N.° 30	0,27	0,039	400

3.4.2 Caudal

El tamaño de partícula mínima que queda retenida en el filtro es función del caudal que pasa a su través y del tamaño de la arena (Fig. 3.7), normalmente los caudales oscilan entre 50 y 70 m^3/h por m^2 de lecho filtrante.

En términos generales, estos filtros, trabajando con 60 m^3/h de caudal por m^2 de lecho, son capaces de retener partículas 1/7 veces más pequeñas que el diámetro efectivo de sus arenas. Al aumentar el caudal, esta eficiencia disminuye. No se recomienda sobrepasar los 70 m^3/h por m^2 de lecho de arena. Deberán instalarse tantos filtros en paralelo como el caudal de agua a filtrar y la capacidad de cada filtro exijan.

3.4.3 Pérdida de carga

La caída de presión en un filtro con materiales del número 10, 18 ó 20, cuando está limpio, suele ser de 1 a 3 mca, mientras que con arena de los números 30 y 50 es, aproximadamente, de 3,5 mca. El aumento de la caída de presión tiende a ser lineal con el tiempo de filtrado, no debiendo sobrepasar los 6 mca en ningún caso. En este límite, que se determina por lectura de manómetros, deberá procederse a la limpieza del filtro y cuando ésta deba realizarse dos o más veces al día será conveniente instalar mecanismos de limpieza automática.

3.4.4 Instalación y limpieza

La colocación de la arena puede hacerse de diferentes maneras:

Capa filtrante única y heterogénea. No es recomendable su empleo, pues por el efecto del lavado la arena se clasifica con los finos en superficie y los granos más gruesos en la parte baja de la capa. El material filtrante se transforma, por tanto, en un medio heterogéneo y dispuesto de forma que no se utiliza la altura total del lecho. Las impurezas retenidas quedan bloqueadas en los primeros centímetros de capa y se produce un rápido atascamiento en superficie.

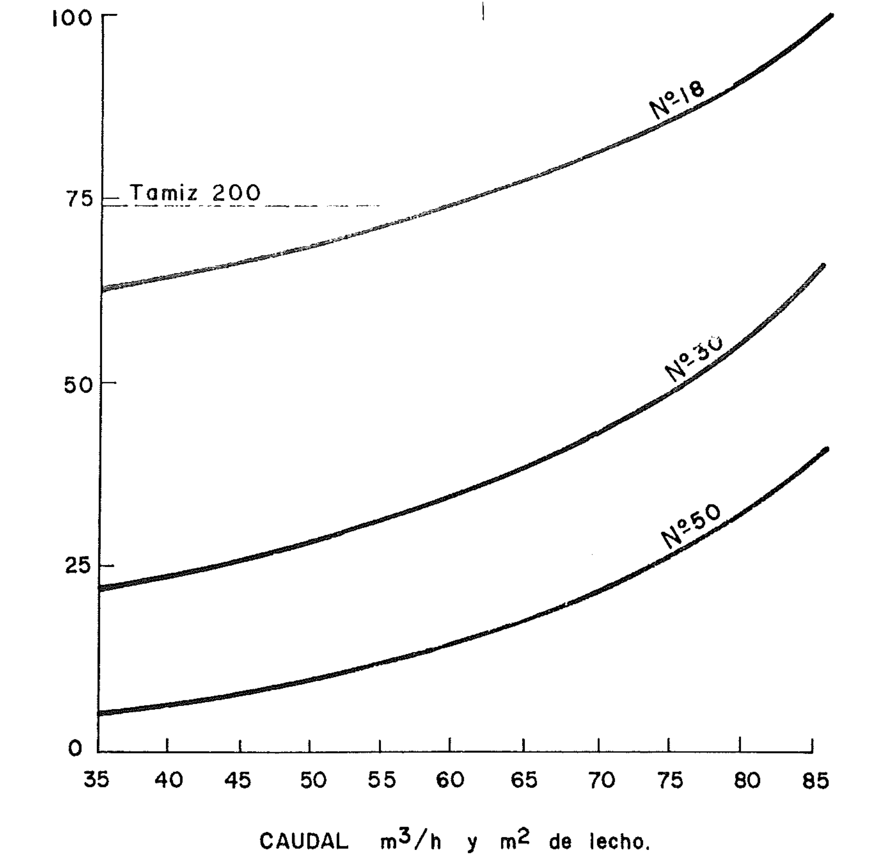



Fig. 3.7 Curvas de caudal. Tamaño máximo de partícula que pasa a través del filtro de grava típico con diferentes tamaños de arena.

Capa filtrante única y homogénea (Figura 3.8). El material filtrante ha de tener un diámetro efectivo constante en toda la altura del lecho. Son los más utilizados por su sencillez y eficacia. Es conveniente resaltar aquí la importancia del coeficiente de uniformidad de la arena. Cuanto más alto sea, menor será el atascamiento en superficie mencionado anteriormente.

La profundidad o altura mínima de la arena en la superficie filtrante debe ser de 40 a 50 cm. El agua no deberá incidir directamente sobre la arena o grava para no crear cárcavas en la misma (lo que disminuiría la profundidad filtrante) y debe repartirse uniformemente sobre la totalidad de la superficie del lecho (caso contrario se produciría una disminución de la superficie filtrante). Además, debe mantenerse un espacio vacío por encima del lecho filtrante que ha de ser suficiente para permitir una expansión de la arena del 15 al 25% durante el proceso de lavado.

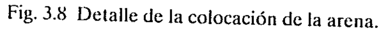


Fig. 3.8 Detalle de la colocación de la arena.

Por otra parte, en el colector de salida debe colocarse una malla suficientemente fina que garantice que no pasará por ella la arena más fina colocada. Esta malla puede romperse con el tiempo, avería que se detecta por la presencia de arena en los filtros de malla.

Estos filtros se limpian invirtiendo el sentido del flujo. El caudal necesario para el lavado está relacionado con la granulometría y debe permitir una expansión de la altura del lecho filtrante del 15 al 25%.

En la Tabla 3.5 siguiente se indican los caudales para limpieza recomendados por m² de lecho para diferentes diámetros efectivos de arena

Tabla 3.5 Caudales recomendables para limpieza de filtros de arena

Diámetro efectivo (mm)	0,35	0,55	0,75	0,95
Caudal/m² lecho (m³/h)	25 a 35	40 a 50	55 a 70	70 a 90

Debe prestarse atención a que no se pierda arena en esta maniobra. Aunque normalmente los filtros vienen equipados con salidas de agua de limpieza, es más eficaz hacer la salida por su tapa superior si es de gran diámetro (Foto 3.4).

Estos filtros deben mantenerse limpios cuando van a estar algún tiempo sin funcionar, pues así evitamos que los materiales retenidos se consoliden formando masas compactas.

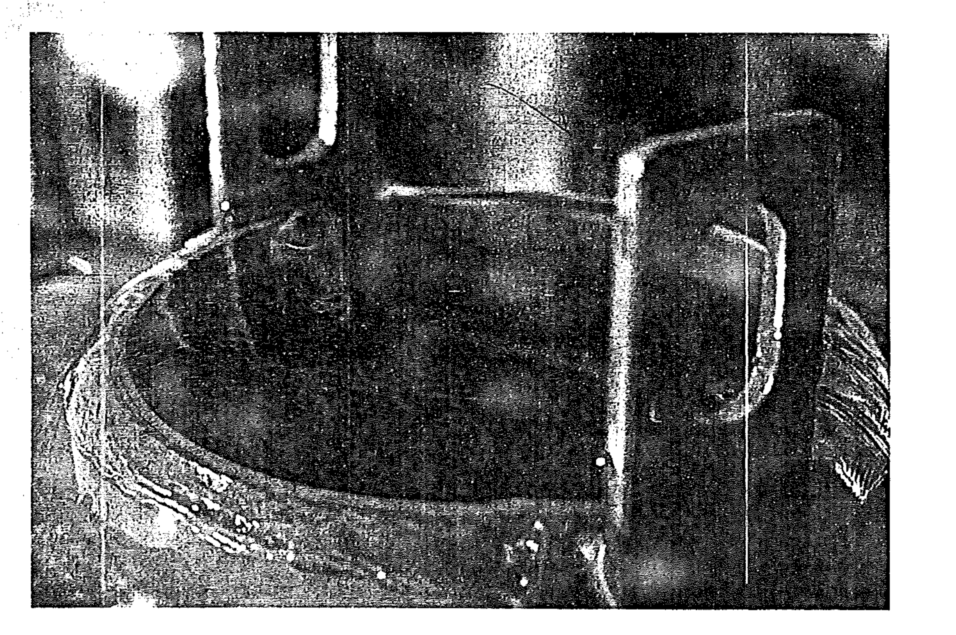


Foto 3.4 Limpieza de filtro de arena por reflujo.

En ocasiones, si no se cumple con las limpiezas, se pueden formar en la arena vías preferentes de circulación de agua, con la consiguiente pérdida de eficacia en la filtración.

Cuando se usan dos o más filtros es conveniente efectuar la limpieza de cada uno de ellos con el agua filtrada por los restantes, ya que, de lo contrario, si la hacemos con agua sin filtrar es posible que se contamine la parte inferior de arena y cuando se vuelva al sentido normal del flujo, esta suciedad pasaría a los filtros de malla. En la Figura 3.9 se presentan varios esquemas de instalación indicando el sentido de flujo.

Con aguas muy ricas en bicarbonato y/o sílice se puede producir una cementación de los granos de arena, que puede regenerarse mediante tratamiento con ácido al 2% durante 2 horas y posterior lavado por reflujo. No obstante, a veces, es necesario reponer toda la arena después de un cierto tiempo de funcionamiento.

3.5 Filtros de malla

Constan de una carcasa, generalmente metálica, de forma cilíndrica, que aloja en su interior el elemento filtrante. Este está compuesto por un soporte perforado metálico o plástico, recubierto por una malla. En algunos casos, el elemento filtrante es doble, empleándose como soporte dos cilindros concéntricos. La malla puede ser de nylon o más corrientemente de acero inoxidable.

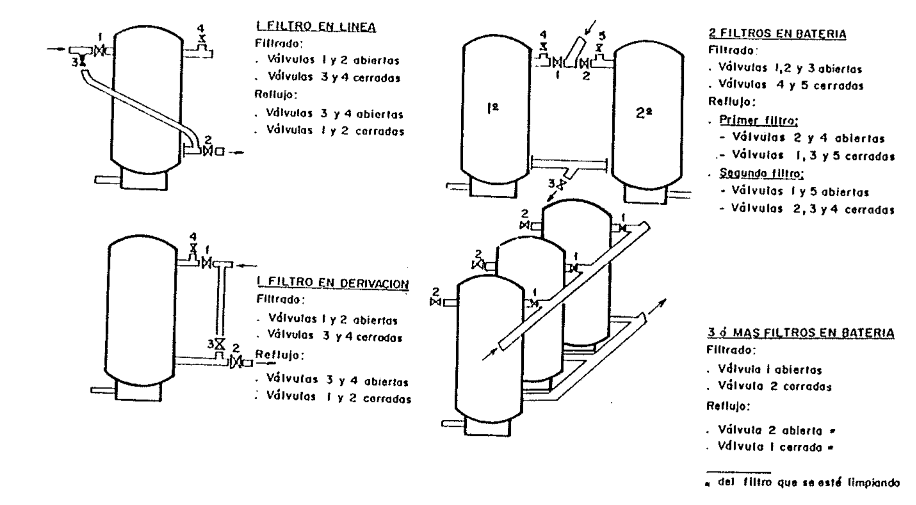


Fig. 3.9 Montaje de filtros de grava en filtrado y limpieza.

A diferencia de los filtros de grava que trabajan en profundidad, estos filtros lo hacen en superficie, por lo que se colmatan con más rapidez.

Suelen situarse en el cabezal, inmediatamente después del incorporador de fertilizantes.

El tamaño del orificio de la malla deberá ser 1/10 del tamaño del mínimo paso del agua en el emisor para goteo y del orden de 1/5 para microaspersores. Ello es debido, además de a la posible entrada de una partícula por su dimensión menor, a que se pueden aglutinar partículas una vez que hayan superado el paso a través de las mallas.

3.5.1 Malla

Es el componente fundamental del filtro, puesto que las dimensiones de sus orificios determinan el tamaño máximo de partículas que pueden atravesarlo y, por tanto, la calidad del filtrado.

Las dimensiones de las mallas metálicas están normalizadas en diferentes países. Unos emplean las medidas en mm o micras, en USA y Canadá se designan con números y el fabricante *Tyler* (USA) introduce el término *Mesh*, que ha sido muy difundido y es la designación más comúnmente utilizada.

En la Tabla 3.6 adjunta se presentan estas normas para los tamaños de posible uso en riego localizado y se incluye también una Recomendación Internacional con la denominación ISO/R565, de 1967.

Tabla 3.6 Correspondencia de telas metálicas

ISO	USA-CANADA			USA			
ISO/R 565 1967	ASTM E 11-81 1981			SERIE TYLER			
D.N.M. mm	D.N.M. mm	D.N.A. mm	Designación Núm.	D.N.M. Principal pulg	D.N.M. Suplementaria pulg	Designación mesh	Abertura corresp. mm
5,6	5,6	1,68	31/2		0,221	31/2	5.6
	4,75	1,54	4	0,185	0,185	4	4,75
4,00	4,00	1,37	5		0,156	4	4,00
	3,35	1,23	6	0,131	0,313	6	3,35
2,8	2,80	1,10	7		0,110	7	2,80
	2,36	1,00	8	0,093	0,093	8	2,36
2,00	2,00	0,90	10		0,078	9	2,00
	1,70	0,810	12	0,065	0,065	10	1,70
1,4	1,40	0,725	14		0,055	12	1,40
	1,18	0,650	16	0,046	0,046	14	1,18
1,00	1,00	0,580	18		0,039	16	1,00
µm	µm	µm	Núm.	pulg x 10^{-4}	pulg x 10^{-4}	mesh	µm
	850	510	20	328	328	20	850
710	710	450	25		276	24	710
	600	390	30	232	232	28	600
500	500	340	35		195	32	500
	425	290	40	164	164	35	425
355	355	247	45		138	42	355
	300	215	50	116	116	48	300
250	250	180	60		97	60	250
	212	152	70	82	82	65	212
180	180	131	80		69	80	180
	150	110	100	58	58	100	150
125	125	91	120		49	115	125
	106	76	140	41	41	150	106
90	90	64	170		35	170	90
	75	53	200	29	29	200	75
63	63	44	230		24	250	63

D.N.M. Dimensión nominal de maya.
D.N.A. Diámetro nominal de alambre.

Mesh se define como el número de orificios por pulgada lineal, contados a partir del centro de un hilo. Esta definición es equivalente al «número» designado por la norma americana ASTM E 11-81.

Hay que señalar que es frecuente encontrarse en el mercado con mallas que no cumplen ninguna de estas normas, no coincidiendo el número de mesh que se indica con la abertura de malla que corresponde. En este caso, no debe olvidarse que la elección de una malla se hace en función del tamaño real de su abertura.

El área efectiva de una malla (Ae) es el área neta de sus orificios. Se calcula multiplicando el área total (A) por el porcentaje de huecos de la malla (P).

En las mallas metálicas este porcentaje es prácticamente constante entre 50 y 200 mesh, siendo del 58% en sentido lineal (relación tamaño del orificio/diámetro del hilo, más tamaño del orificio) y del 34% en superficie. Por tanto:

$$Ae = 0{,}34\,A \tag{3.8}$$

En cuanto a las mallas de nylon, no se pueden citar valores exactos, pues el porcentaje de huecos depende del grosor del nylon utilizado por cada fabricante. No obstante, hemos comprobado que hasta 120 mesh tienen aproximadamente las mismas características que si fueran metálicas y, por tanto, es válida la fórmula anterior. Sin embargo, para 155 mesh, el porcentaje de huecos es del 26% y en algunos casos es de esperar que éste seguirá disminuyendo a medida que aumenta el número de mesh, debido a la menor resistencia del nylon frente al acero. Por tanto, estos son valores indicativos que deben ser comprobados en cada caso.

3.5.2 Elemento filtrante

Las mallas usadas en riego localizado (50-200 mesh) por sí solas no pueden soportar las presiones de la red, por lo que han de ser colocadas sobre un soporte. Este conjunto malla-soporte es lo que se llama elemento filtrante.

Este soporte, normalmente de forma cilíndrica, puede ser metálico o de plástico, y al estar la malla presionada contra él por efecto del empuje del agua disminuye la superficie filtrante de ésta, en mayor o menor grado, dependiendo del porcentaje de huecos del mismo. Si llamamos (p) al porcentaje de huecos del soporte, el Area neta efectiva del filtro (Ane) será:

$$Ane = Ae * p = 0{,}34\,A * p \tag{3.9}$$

El Instituto de Estándares de Israel estableció en una norma provisional de 1970 que el área neta efectiva de un filtro debería ser, como mínimo, 2,5 veces la sección nominal del mismo, entendiendo como tal la de la tubería de acople para la que está diseñado. En la actualidad, es relativamente frecuente encontrar filtros en que esta relación es de 8 a 1 e incluso superior.

Generalmente se coloca una malla complementaria de plástico intercalada, a modo de «sandwich», entre el soporte y la malla filtrante, que se podría entender como un elemento que aumenta la distancia entre ambos, permitiendo que el paso del agua no sea solamente a través de la porción de malla que coincide con los orificios del soporte, sino en más superficie. Por ello, puede considerarse que esta malla «sandwich» no reduce el área de filtración, sino que la aumenta. El porcentaje de aumento es muy difícil de cuantificar. A filtro limpio el paso de agua se hará preferentemente por los orificios de la malla enfrentados a los del soporte. Posteriormente, a medida que los anteriores se van obturando, aumenta el paso de agua por los orificios más alejados. Por tanto, a efecto de los cálculos anteriores y situándonos en el caso más desfavorable, no hemos considerado el efecto de la malla «sandwich».

3.5.3 Caudales

El caudal a tratar por un filtro de malla dependerá de la calidad del agua, el área neta del elemento filtrante y la pérdida de carga admisible.

Para un filtro de malla fina (50-200 mesh) se recomiendan unas velocidades de filtración (velocidad de paso de agua a través del orificio de la malla) de 0,4 a 0,9 m/s. En aguas de superficie, generalmente muy cargadas de algas, no conviene sobrepasar la velocidad de 0,6 m/s. Esta misma recomendación se hace para las más finas (120-200 mesh), para evitar la rápida colmatación del filtro. Se podrá llegar a valores de 0,9 m/s en el caso de aguas muy limpias o en filtros con efecto autolimpiante.

Pasando de términos de velocidad a caudal, tenemos la Tabla 3.7.

Tabla 3.7 Caudales según velocidades

Velocidad m/s	Caudal por m² de área neta efectiva de filtro *(Ane)* en m³/h
0,4	1.440
0,6	2.160
0,9	3.240

Ejemplo de determinación del caudal a tratar por un filtro de malla

Consideremos un filtro de malla que tiene las siguientes características:

— ϕ nominal del filtro: 2"
— ϕ Carcasa: 6"
— Elemento filtrante cilíndrico compuesto por un soporte de tubo de PVC ϕ 140 mm taladrado, con 285 orificios de 9 mm ϕ y altura de 50 cm.
— La malla filtrante es de acero inoxidable de 120 mesh.
— Dispone además de una malla «sandwich» de poliéster de 10 mesh.
— Área total de malla: $A = \pi * 14 * 50 = 2.199\ cm^2$.
— Area efectiva de malla: $A_e = A * 0,34 = 748\ cm^2$.

Porcentaje de huecos del soporte:

$$p = \frac{285 * \pi * 0,45^2}{2.199} * 100 = 8,25\%$$

El área neta efectiva del filtro será, por tanto:

$$A_{ne} = A_e * p = 748 * \frac{8,25}{100} = 61,7\ \text{cm}^2$$

Se comprueba que:

$$A_{ne} \geq 2,5\ \frac{\pi * 5,08^2}{4} = 50,7\ \text{cm}^2$$

Y, por tanto, los caudales a tratar por el filtro según velocidad de paso de agua son:

Tabla 3.8 Caudales tratados en filtro de ø 2" según velocidad

Velocidad	Caudal
0,4 m/s	8,9 m³/h
0,6 m/s	13,3 m³/h
0,9 m/s	20,0 m³/h

3.5.4 Pérdida de carga

El incremento de la pérdida de carga en un filtro de malla para una calidad de agua determinada es exponencial y podría expresarse (Avner Adin, 1978) por una ecuación del tipo:

$$H = H_o e^{IV} \qquad (3.10)$$

donde:

H es la pérdida de carga después de pasar un volumen (V)
H_o es la pérdida de carga inicial
I es el índice de filtración, dependiente de las características del filtro (geometría, tipo de malla y soporte, etc.).

Por el contrario, en filtros de arena el incremento de la pérdida de carga es más lento.

Cuando el filtro está limpio, la pérdida de carga varía de 1 a 3 m en función del caudal y de lo tupido de la malla. A efectos de proyecto, para el cálculo de la pérdida de carga, como en el caso de los filtros de grava, se tendrá sólo en cuenta la pérdida admitida cuando se va a realizar una nueva limpieza. Esta suele estar entre 4 y 6 m.

El Instituto de Estándares de Israel en el documento ya citado establece que la pérdida de carga máxima para un filtro de malla, trabajando a su caudal nominal y en condiciones de agua limpia, es de 2 mca.

3.5.5 Instalación y limpieza

El fabricante del filtro debe suministrar todas las características necesarias como son:

— Caudal nominal.
— Diámetro de entrada y salida.
— Diámetro de la carcasa del filtro.
— Superficie filtrante.
— Tipo de malla y material de ésta.

Al instalar los filtros debe tenerse en cuenta el sentido de flujo de agua, normalmente indicado en la carcasa mediante una flecha. En ausencia de ésta, se debe comprobar que el agua atraviesa el elemento filtrante en el sentido malla-soporte.

Como en el caso de los filtros de grava, deben instalarse tantos filtros de malla en paralelo como la capacidad de cada uno y el caudal a tratar exijan. Aunque usualmente se instalan en el cabezal, en aquellos casos en que la aplicación de abono se realiza en otras partes de la instalación, deben situarse filtros de malla, inmediatamente después de la incorporación de fertilizantes.

En algunos casos y como medida de seguridad suplementaria, se sitúan a la entrada de las subunidades de riego e incluso a la entrada de cada lateral, pequeños filtros de malla que sirven para evitar que pasen a los emisores partículas que por accidente, durante la limpieza de los filtros principales o por rotura de la instalación, hayan podido rebasar el cabezal.

La limpieza ordinaria de estos filtros se realiza abriendo la carcasa y sacando las mallas. En este caso el filtro deberá vaciarse previamente por la llave de desagüe. Como detalle constructivo, es aconsejable que la salida del filtro esté más alta que el fondo de la carcasa, a fin de evitar contaminaciones durante la operación de limpieza (Fig. 3.10).

En general se admiten como normales 1 ó 2 limpiezas diarias. Si por la calidad del agua el filtro se colmata antes de terminar el riego de una unidad operacional, se recomienda la instalación de mecanismos de limpieza automática.

3.6 Otros tipos de filtros

3.6.1 Filtro de discos

Tienen forma cilíndrica y van situados entre línea, en posición horizontal. El elemento filtrante lo componen un conjunto de anillas con ranuras impresas sobre un soporte central cilíndrico y perforado. El agua es filtrada al pasar por los pequeños conductos formados entre dos anillas consecutivas. La calidad del filtrado dependerá del espesor de las ranuras. Se pueden conseguir, según el número de ranuras, hasta

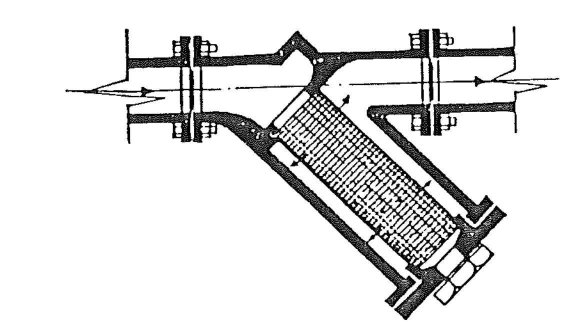


Fig. 3.10 Esquemas de filtro de malla.

una equivalencia a una malla de 200 mesh. Su efecto es, en cierta medida, de filtrado en profundidad, como en el caso de los filtros de grava, por lo que, frecuentemente, sustituyen a éstos. La profundidad del filtrado es la correspondiente al radio de las anillas. Son muy compactos y resistentes admitiendo presiones de trabajo de hasta 10 atm. Al igual que los filtros de grava, puede retener gran cantidad de sólidos antes de quedar obturado. Las pérdidas de carga a filtro limpio, oscilan entre 1 y 3 mca.

Su limpieza manual es muy sencilla: se abre la carcasa, se separan las anillas y se limpian con un chorro de agua (Fig. 3.11). También lo es su limpieza automática, invirtiendo el sentido del flujo del agua, lo que ha popularizado su uso.

3.6.2 Filtro de malla con circulación de agua

Existen filtros de malla que incorporan el efecto hidrociclón, al disponer la entrada de agua de forma tangencial al filtro. En la Figura 3.12 se muestran los princi-

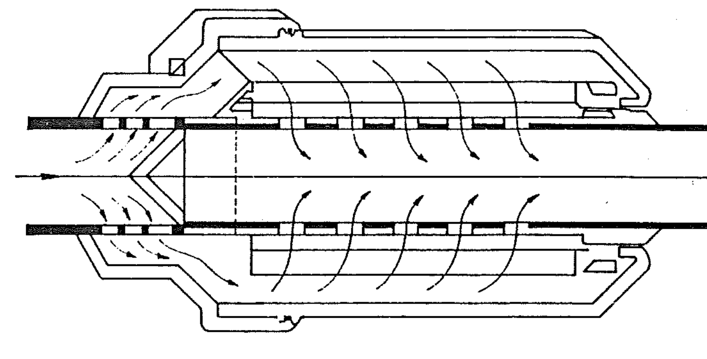


Fig.3.11 Esquema de filtro de discos.

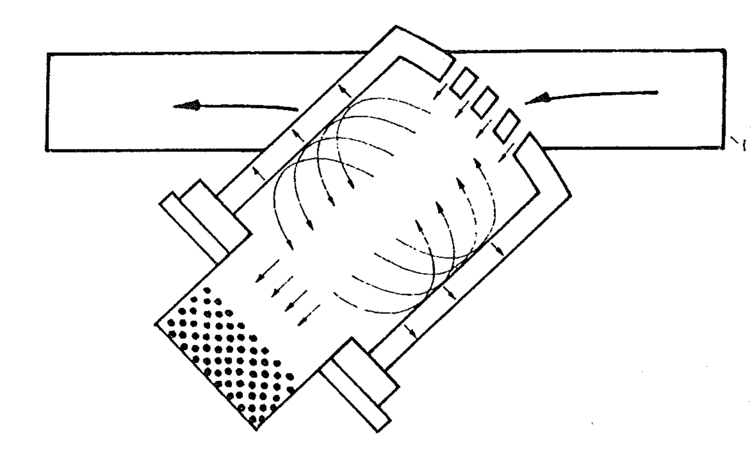


Fig. 3.12 Esquema de filtro de malla con circulación de agua.

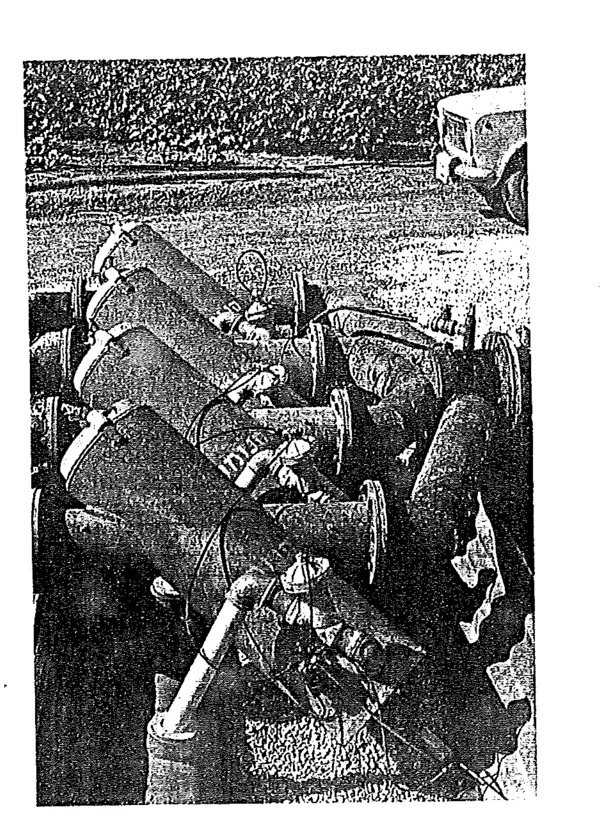


Foto 3.5 Filtros de malla autolimpiantes por diferencia de presión.

pios de funcionamiento de estos aparatos. Para la limpieza basta abrir una válvula situada en su parte inferior, que deja salir el agua con contaminantes. Estos tipos de filtros tienen un cierto efecto autolimpiante, aun más acusado si se le deja una pequeña salida de drenaje actuando permanentemente. En consecuencia, el incremento de la pérdida de carga con el tiempo de funcionamiento, es menos pronunciado que en los filtros de malla convencionales.

3.7 Mecanismos para limpieza automática de filtros

Como ya se ha dicho, en algunos casos puede ser conveniente la instalación de mecanismos para limpieza automática de filtros. En general, estos automatismos se basan en la apertura y cierre de válvulas hidráulicas, cuyo control puede realizarse de diversas maneras:

— Por temporizadores, en cuyo caso la limpieza se ejecuta a intervalos de tiempo fijos.
— Por diferencia de presión entre entrada y salida del filtro.

En el caso de filtros de grava siempre se ejecuta la limpieza por reflujo del agua. Lo mismo sucede en la limpieza automática de filtros de discos. En el caso de filtros de malla, existen varios procedimientos, según patentes. Entre ellos el de un chorro de agua a fuerte presión, que, partiendo de una pieza giratoria en el interior del elemento filtrante, incide sobre la malla en sentido contrario al del flujo; limpieza por succión sobre la malla; accionamiento de un cepillo que frota la malla, etc.

En algunos modelos, el mecanismo de limpieza actúa permanentemente. Se les suele llamar filtros autolimpiantes.

Estos mecanismos de limpieza pueden actuar conectados al automatismo general de la instalación o bien independientemente e incluso en ausencia de éste.

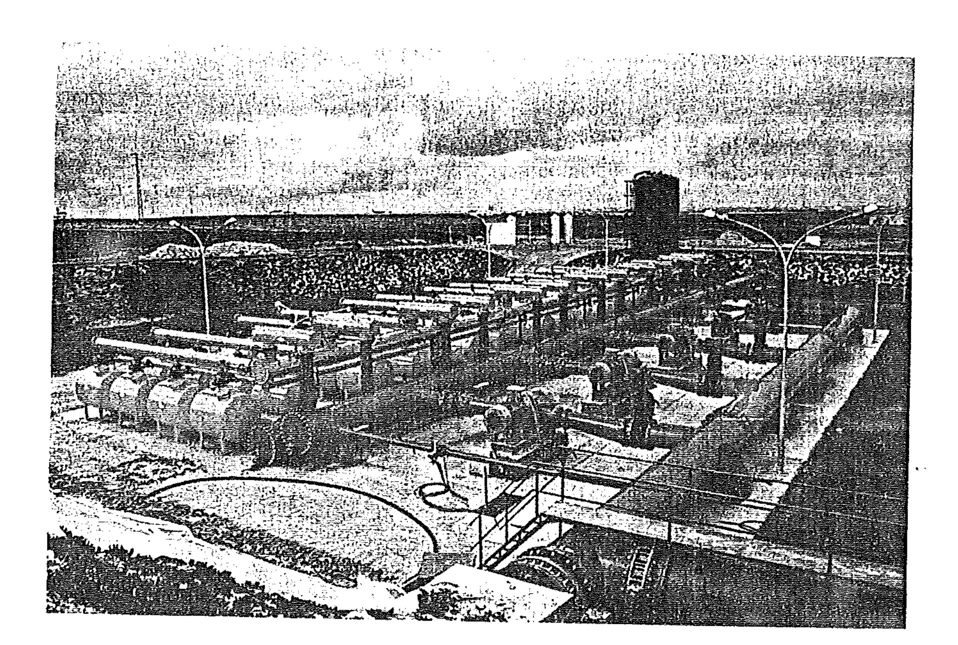


Foto 3.6 Estación de filtrado para 1.000 l/s en Chipiona (Cádiz).

4 Equipos de fertirrigación

4.1 Generalidades

Se entiende por fertirrigación la incorporación de las sustancias fertilizantes al suelo a través del agua de riego. Esta práctica, que ya se venía aplicando algunas veces al riego por inundación y aspersión, es de uso común en riego localizado donde los métodos tradicionales de fertilización se han mostrado, en general, poco eficientes.

La incorporación de abonos se efectúa mediante unos dispositivos que se sitúan, normalmente, en el cabezal, si bien también pueden ir instalados en las cabeceras de unidades operacionales de riego, cuando existen varios cultivos en la misma finca o éstos se encuentran dispersos. En todos los casos debe instalarse un filtro de malla a continuación del dispositivo de fertilización, para evitar el paso a la red de riego de las posibles impurezas contenidas en los abonos. Estos equipos también pueden ser utilizados para incorporar al agua de riego otras sustancias como correctivos químicos, nematocidas, pesticidas, etc.

Desde el punto de vista hidráulico, actúan bien a través de diferencia de presión o succión, o bien a través de bombeo. En consecuencia, los distintos modelos pueden agruparse en:

— Tanques de fertilización.
— Fertilizadores tipo Venturi.
— Inyectores.

4.2 Tanques de fertilización

Consisten en un depósito donde se coloca la solución que se quiere incorporar y que, una vez cerrado, alcanza en su interior la misma presión que la red de riego. Por ello el tanque debe ser capaz de soportar la presión estática y dinámica de la red. Lo normal es que resistan unos 3 bares, como mínimo, aunque se recomienda que soporten una presión de trabajo de unos 6 bares. Generalmente son metálicos, aunque existen modelos en plástico y fibra de vidrio. En cualquier caso deben ser capaces de soportar la acción corrosiva de las sustancias que se utilicen.

Estos dispositivos se colocan en paralelo con relación a la conducción principal. En ésta se instalan dos tomas separadas por una válvula para introducir una diferencia de presión entre ellas (Fig. 4.1).

La primera toma introduce el agua en el tanque por su parte inferior. Del tanque sale, por su parte superior, otro conducto que lleva agua con abono disuelto hacia la segunda conexión después de la válvula (Figs. 4.1 y 4.2). Para facilitar el manejo, estas conducciones se hacen con manguera flexible y las conexiones a base de acoples rápidos. Accionando la válvula, se consigue crear una mayor o menor diferencia de presión y, en consecuencia, aumentar o disminuir el caudal de agua que pasa a través del tanque. La pérdida de carga mínima para el funcionamiento de estos tanques es de unos 3 mca.

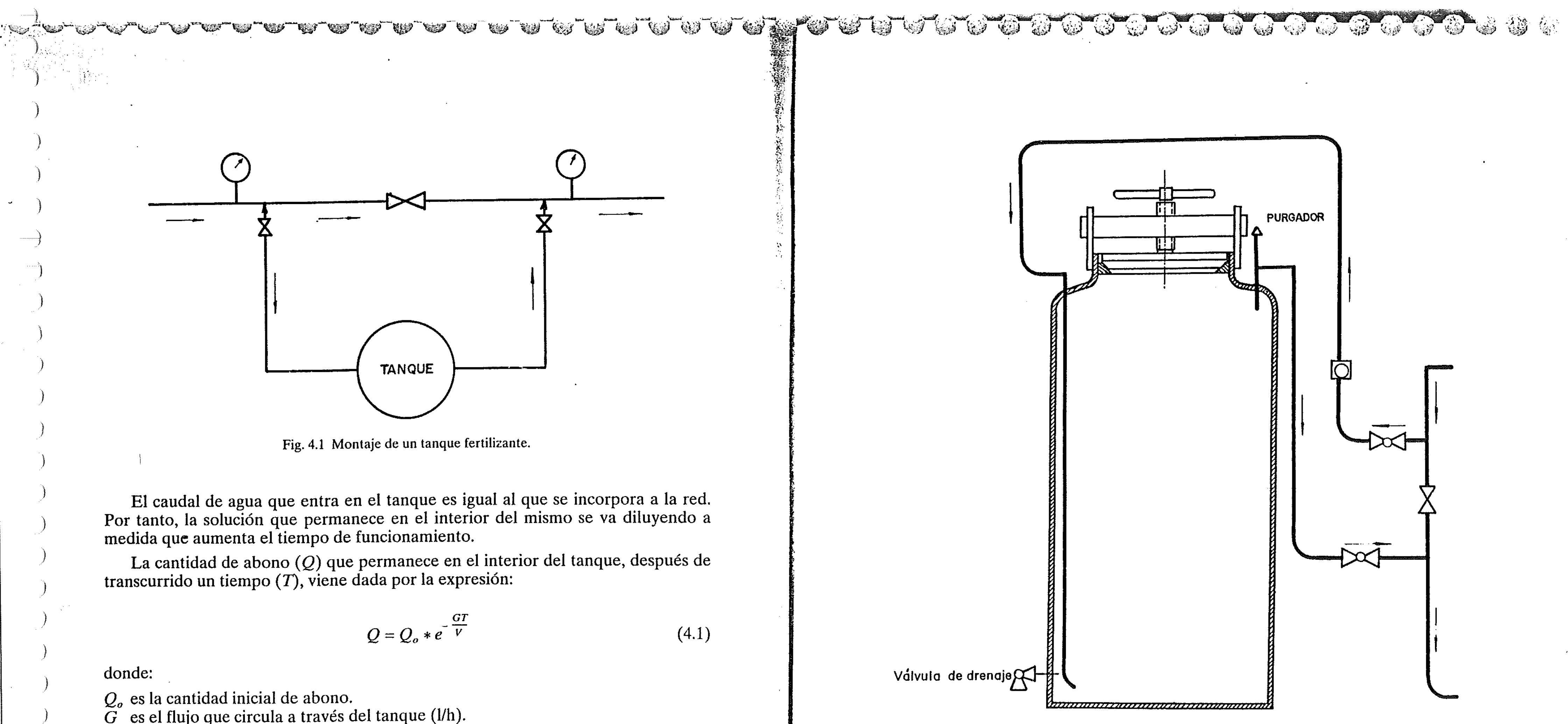


Fig. 4.1 Montaje de un tanque fertilizante.

El caudal de agua que entra en el tanque es igual al que se incorpora a la red. Por tanto, la solución que permanece en el interior del mismo se va diluyendo a medida que aumenta el tiempo de funcionamiento.

La cantidad de abono (Q) que permanece en el interior del tanque, después de transcurrido un tiempo (T), viene dada por la expresión:

$$Q = Q_o * e^{-\frac{GT}{V}} \qquad (4.1)$$

donde:

Q_o es la cantidad inicial de abono.
G es el flujo que circula a través del tanque (l/h).
V es la capacidad del tanque (l).
T es el tiempo transcurrido (h).

Según esta ecuación, cuando haya circulado por el tanque un volumen de agua igual a su capacidad (1 ciclo) ($G * T = V$), la cantidad que permanece será de un 37% respecto a la inicial, es decir, se habrá incorporado un 63% del abono que contenía el tanque inicialmente (Fig. 4.3). Cuando han circulado 2 volúmenes de tanques (2 ciclos) la cantidad incorporada será del 86%, si fuesen 3 del 95% y cuando hayan circulado 4 ciclos, la cantidad incorporada supondrá el 98% del abono inicial. Valores similares obtuvieron, mediante análisis químicos, Ponder y Kenworthy (1975) (Fig. 4.4).

El tiempo transcurrido será:

$$t = -\frac{V}{G} ln \frac{Q}{Q_o} \qquad (4.2)$$

El caudal, G (l/h), que debe pasar a través del tanque para aplicar todo el fertilizante, es decir, para 4 ciclos, puede deducirse de la expresión:

Fig. 4.2 Tanque fertilizante.

$$G = \frac{4V}{tr * ta} \qquad (4.3)$$

donde:

$tr * ta$ es el tiempo útil de aplicación de fertilizante, siendo:
ta el tiempo de aplicación de riego (h).
tr es la relación entre el tiempo de aplicación de fertilizante y el tiempo de aplicación de riego, usualmente 0,8 para permitir un lavado de la instalación (Keller y Karmeli, 1964).

De donde puede deducirse como fórmula práctica:

$$G = \frac{5V}{ta} \qquad (4.4)$$

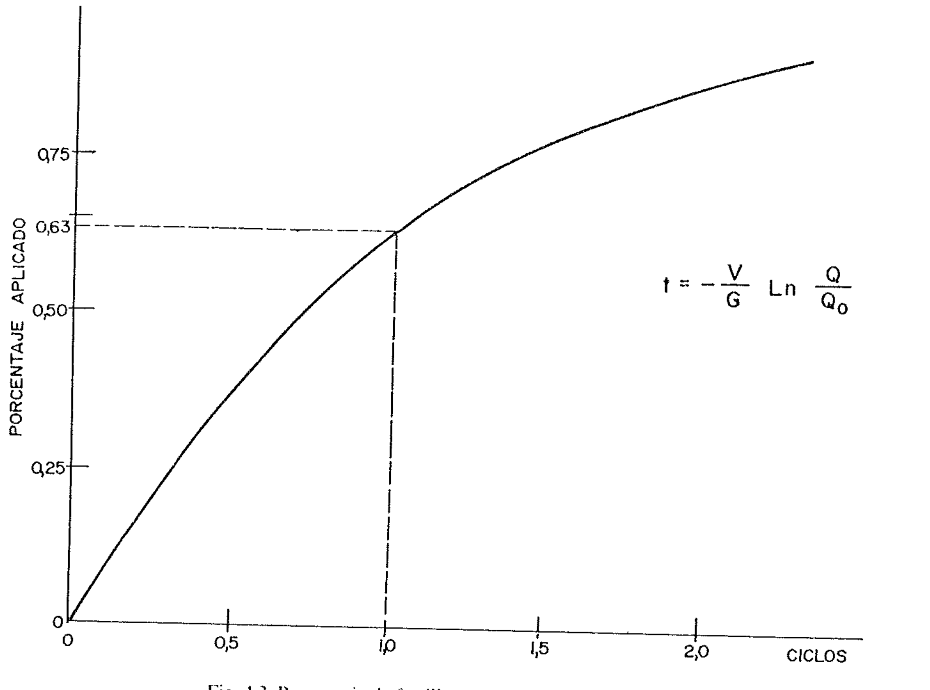


Fig. 4.3 Porcentaje de fertilizante aplicado por ciclo.

La dilución de la solución fertilizante a lo largo del tiempo es un grave inconveniente de estos dispositivos, puesto que afectan a la exactitud de la dosificación y debe tenerse presente tanto en la automatización del sistema como en el manejo

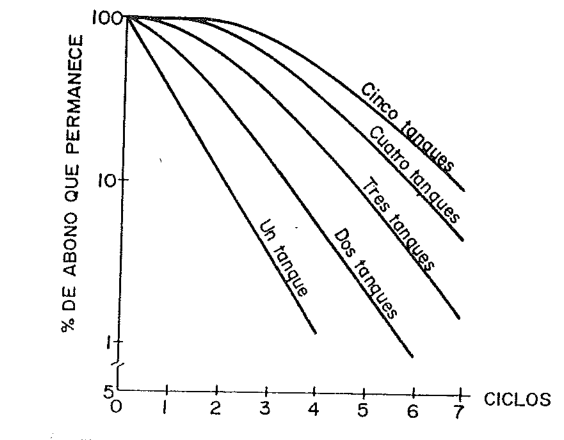


Fig. 4.4 Porcentaje de abono que permanece por ciclo.

del riego. En definitiva, la pendiente de la curva de dosificación (Fig. 4.3) vendrá determinada por el valor G/V, luego para obtener dosificaciones más homogéneas en el tiempo debemos conseguir valores de G/V pequeños. Esto puede hacerse:

a) Disminuyendo el flujo que circula a través del tanque (G), lo que requeriría mantener diferencias de presión muy bajas entre la entrada y salida del tanque, que con la precisión de los mecanismos usuales (válvulas) es difícil de conseguir a partir de ciertos valores. Por ello, en algunas circunstancias, se recurre a controlar el caudal de salida de la abonadora con mangueras de pequeño diámetro (microtubo).

Esto consiste en el montaje de un microtubo en paralelo a la conducción de salida del tanque fertilizador, con una válvula que permite la derivación de la totalidad del caudal a través del mismo. Conociendo la pérdida de carga que provoca el microtubo (por lectura diferencial de manómetros) y el diámetro y longitud de éste, podremos conocer con la ayuda de una tabla de pérdidas de carga el caudal que se está inyectando en la red. Como datos orientativos se presentan las Tablas 4.1 y 4.2, tomadas de Branson *et al.* (1981).

Tabla 4.1 Caudal de microtubos en función de la longitud y de la caída de presión. Diámetro interior 0,035 pulgadas. Caída de presión (psi)

Longitud (pulgadas)	Galones por hora								
	1	4	8	10	12	16	20	25	30
3	0,88	2,40	3,90	4,60	5,20	6,40	7,50	7,90	—
6	0,54	1,50	2,40	2,80	3,20	3,90	4,60	5,40	6,10
9	0,40	1,10	1,80	2,10	2,40	2,90	3,40	4,00	4,60
12	0,33	0,88	1,50	1,70	1,90	2,40	2,70	3,30	3,70
18	0,25	0,66	1,10	1,30	1,50	1,80	2,10	2,50	2,80
24	0,20	0,54	0,88	1,00	1,20	1,50	1,70	2,00	2,30
30	0,17	0,46	0,75	0,88	1,00	1,20	1,50	1,70	1,90
36	0,15	0,40	0,66	0,78	0,88	1,10	1,30	1,50	1,70

Tabla 4.2 Diámetro interior 0,5 pulgadas. Caída de presión (psi)

Longitud (pies)	Galones por minuto		
	2	5	10
10	2,8	5,2	7,4
15	2,5	4,7	6,6
20	2,2	4,3	6,0
25	2,1	3,8	5,4
30	1,9	3,6	5,0
35	1,7	3,3	4,6
40	1,5	3,0	4,3
45	1,4	2,8	4,1
50	1,3	2,7	3,9
75	1,0	2,0	3,1
100	0,9	1,8	2,9

Equivalencias:
1 psi = $6,804 * 10^{-2}$ bares; 1 pie = 30,48 cm;
1 pulgada = 2,54 cm; 1 galón = 3,785 l.

b) Aumentar el volumen del tanque fertilizante (*V*). Esto puede tener limitaciones constructivas y económicas. Además, el caudal que entra por la parte inferior del tanque, sobre todo si va combinado con una reducción de *G*, puede llegar a ser tan pequeño frente a *V* que no se produzca una buena homogeneización de la solución fertilizante.

c) Conectar dos o más en serie entre ellos y en paralelo con la red principal (Fig. 4.5) de modo que la solución fertilizante del primer tanque pase al segundo y así sucesivamente hasta el último, que dosifica en la red. Ponder y Kenworthy (1975) determinaron por métodos químicos el ritmo de descenso de concentración en sistemas de 1, 2, 3, 4, y 5 tanques conectados en serie (Fig. 4.4) donde puede apreciarse cómo las curvas de descarga se hacen más suaves a medida que aumenta el número de tanques. Un estudio para dos tanques ha sido realizado por Escobar (1978).

d) Otra alternativa seguida por algunos constructores de tanques fertilizantes es la de introducir el agua de la red por la parte superior del tanque, de modo que se reparta uniformemente creando la menor turbulencia posible, evitando así, en gran parte, su mezcla con la solución fertilizante (siempre se producirá movimiento de iones por difusión y por transporte de masa en el contacto). De este modo el agua procedente de la red actúa en forma de émbolo, desplazando a la solución fertilizante hacia la salida. Esta suele hacerse a través de un tubo que parte del fondo de la abonadora (ver Figura 4.6). A este tipo de tanques se le suele llamar «tanques de desplazamiento».

e) Por último, existen en el mercado unos tanques fertilizantes provistos en su interior de una bolsa de goma muy flexible, dentro de la cual se coloca la solución fertilizante (Fig. 4.7). De esta manera se evita la mezcla, dentro del tanque, del agua de riego con la solución, por tanto, esta no se diluye y se incorpora a la red a una concentración constante. El flujo de fertilizante se puede variar accionando las válvulas de estrangulamiento y de regulación hasta lograr el caudal deseado medio en el rotámetro.

4.3 Fertilizadores tipo Venturi

Son unos dispositivos muy sencillos que consisten en una pieza, generalmente de plástico, en forma de T que en su interior tiene un tubo Venturi enfrentado a la

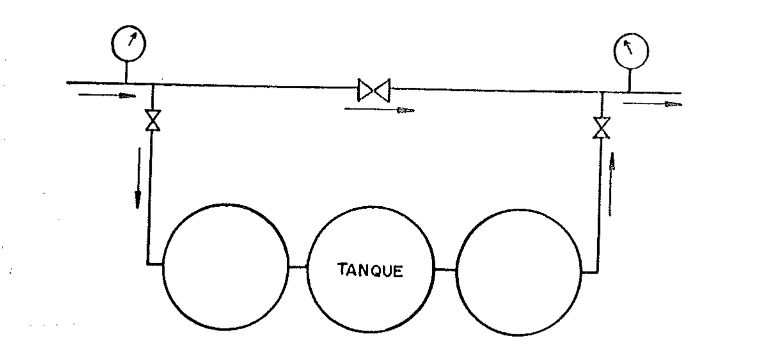


Fig. 4.5 Esquema de instalación de tres tanques en serie.

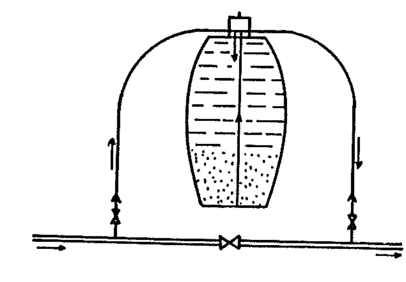


Fig. 4.6 Esquema de tanque de desplazamiento.

toma que está conectada con el depósito de abono. El Venturi causa un rápido aumento de la velocidad del agua, lo que origina una succión que introduce la solución fertilizante en la red. Este dispositivo se puede acoplar directamente a la tubería principal de la red, pero como por lo general el caudal que circula por el sistema rebasa la capacidad del propio Venturi, se suele instalar en paralelo. En este caso debe colocarse una válvula que permita la derivación de una parte del caudal por el circuito que aloja al fertilizador (Fig. 4.8).

El flujo de fertilizante inyectado en la red estará en relación directa a la presión del agua a la entrada del mecanismo, con una presión mínima del orden de 1,5 bares. El caudal varía en los modelos más usuales entre 50 y 2.000 l/h. El caudal mínimo que debe pasar a través del aparato, depende de su capacidad y varía desde 1 m^3/h para los modelos de 1" a más de 20 m^3/h para algunos de 2" de alta capacidad de succión.

Es importante advertir que en los catálogos comerciales, la capacidad de succión del Venturi está referida a agua pura. Esta capacidad se verá reducida a medida que la densidad de la solución fertilizante aumente.

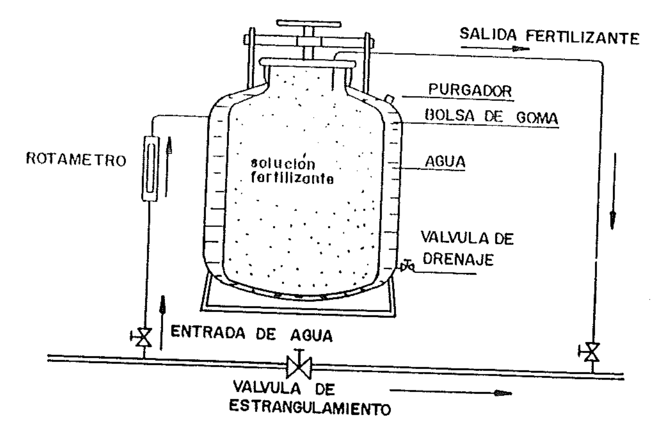


Fig. 4.7 Tanque de concentración constante.

La mayor ventaja de estos fertilizadores es la sencillez del dispositivo y, por tanto, su precio, mantenimiento y durabilidad, así como la de no necesitar un depósito de fertilizante capaz de soportar la presión de la red. Sin embargo, la pérdida de carga que originan es del 10 al 30% de la presión en la tubería donde se instalan, incluso algunos modelos producen pérdidas de carga entre el 30 y el 50%.

En muchos casos es necesario instalar antes del Venturi un pequeño equipo de bombeo para evitar esta pérdida de carga (Fig. 4.8).

Si llamamos

Δp la pérdida de carga del Venturi en tanto por uno.
H la presión de la red.
H' la presión a suministrar por el equipo de bombeo, tenemos:

$$(H + H') * (1 - \Delta p) = H$$

de donde se deduce que:

$$H' = H\,(\Delta p/(1 - \Delta p)) \qquad (4.5)$$

4.4 Inyectores

Al igual que los fertilizadores tipo Venturi, utilizan depósitos que no van a es-

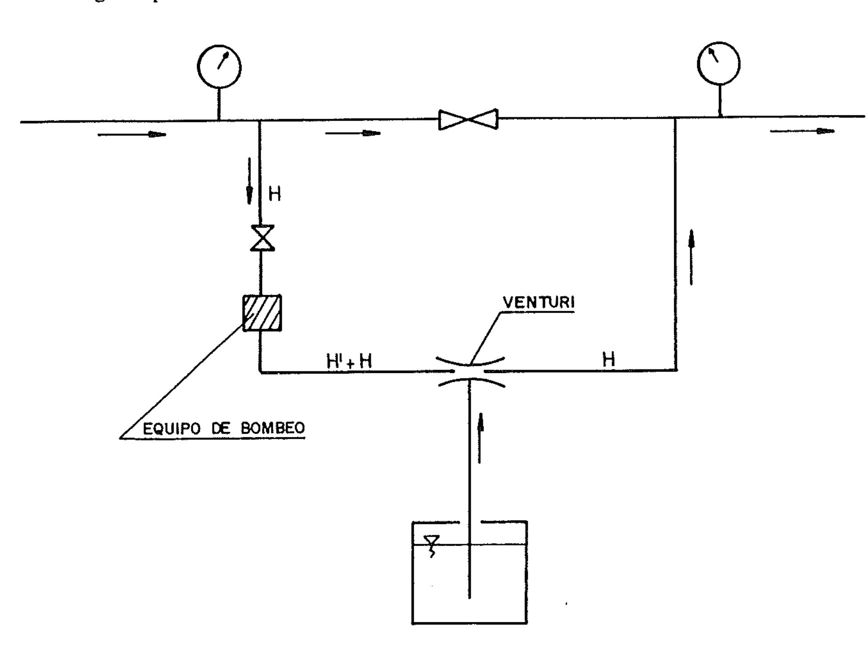


Fig. 4.8 Montaje de un fertilizador Venturi.

tar sometidos a la presión de la red de riego. En ellos se coloca la solución concentrada de abonos que se inyecta a la red mediante:

a. Bombas de motores convencionales.
b. Bombas de accionamiento hidráulico.

a. *Bombas de motores convencionales:* Se trata de bombas diseñadas especialmente para este fin, generalmente de pistón o diafragma que accionadas por motores eléctricos son capaces de inyectar a presión en la red el abono u otras sustancias, siempre que sus circuitos estén suficientemente protegidos contra los fenómenos de corrosión que puedan producirse.

La presión de inyección suele variar entre 5 y 15 bares. La mayoría de los modelos permiten controlar el caudal de inyección entre ciertos límites, y algunos disponen de varias cabezas dosificadores que permiten inyectar simultánea e independientemente dos o más sustancias diferentes.

El principal inconveniente es que necesitan conexión a la red eléctrica, aunque ya existen en el mercado equipos alimentados por baterías. Además de estas bombas de fabricación especial, pueden usarse como inyectores electrobombas o motobombas convencionales, que entre otros inconvenientes son normalmente muy susceptibles a la corrosión producida por los productos químicos que se aplican. En algunos casos se utiliza como inyector el propio equipo de impulsión de la instalación de riego, acoplando el depósito de fertilizante a la tubería de aspiración a través de una pequeña válvula que permita regular el ritmo de inyección. En otros, se usan bombas de los equipos de tratamientos fitosanitarios. Como norma general, estas soluciones sólo deben adoptarse en casos muy especiales de forma ocasional o cuando no se disponga de otros medios.

b. *Bombas de accionamiento hidráulico:* Usan la propia energía del agua de la red para mover sus mecanismos. Son bombas de tipo peristáltico que, por tanto, producen una dosificación a impulsos, inyectando en cada embolada un volumen de solución igual a la capacidad de su cámara receptora.

El volumen inyectado viene definido por la expresión:

$$V = v * n * t \qquad (4.6)$$

donde:

V es el volumen inyectado en el tiempo t.
v es el volumen inyectado en una embolada.
n es el número de emboladas por unidad de tiempo.
t es el tiempo de funcionamiento.

Para controlar la dosificación se varía «*n*» ajustando la presión de entrada en la bomba mediante una válvula. Para cada modelo, el fabricante deberá proporcionar un gráfico o tabla que relacione la presión de entrada con el número de emboladas por unidad de tiempo. La capacidad máxima de inyección de cada modelo viene determinada, de una parte, por las características constructivas de la bomba, y de otra, por la presión disponible en la instalación. Cuando por cualquiera de los dos motivos la capacidad de una unidad no sea suficiente para satisfacer las necesidades de inyección, pueden instalarse en paralelo tantas unidades como sea necesario.

La presión máxima de trabajo de los modelos existentes en el mercado pueden variar entre 6 y 10 bares y su capacidad máxima de inyección suele estar entre los 200 y 300 l/h. La presión mínima para su funcionamiento varía, según modelos, entre 0,5 y 2 bares.

Las bombas de accionamiento hidráulico son, normalmente, de pistón o diafragma y el consumo de agua para su funcionamiento suele ser de dos a tres veces el volumen de líquido inyectado. La principal ventaja de estos dispositivos es que no necesitan aporte de energía exterior a la instalación y que no producen pérdida de carga adicional. La presión a la que inyectan es superior a la del agua en el punto en que se acopla el inyector, por tanto, no es necesario crear ninguna pérdida de carga adicional entre el punto de toma de agua de funcionamiento y el punto de inyección. Sin embargo, la inyección debe producirse a una cierta distancia del punto de toma (se recomienda como mínimo 1 m) para evitar que se produzca pérdida de la solución fertilizante a través del agua de funcionamiento (Fig. 4.9).

La parada de estos inyectores se realiza cerrando el paso de agua al circuito de funcionamiento, lo que puede hacerse manualmente o colocando una válvula hidráulica conectada al automatismo de la instalación de riego. Estos inyectores suelen parar automáticamente si se agota la solución fertilizante o se obstruye el filtro situado en la aspiración.

Algún modelo de inyector utiliza un único circuito, en el que se mezclan el agua de funcionamiento con los fertilizantes. A diferencia de los anteriores no consumen agua, pero producen una elevada pérdida de carga, (entre 0,5 y 2 atm).

Tanto en los inyectores hidráulicos como en los de accionamiento eléctrico se fabrican versiones que, a través de mecanismos más o menos complejos, consiguen adecuar el ritmo de inyección al caudal de agua que pasa por la red, manteniendo constante la concentración de fertilizante en el agua de riego. A estos mecanismos se les denomina inyectores proporcionales al caudal. Esto permite automatizar instalaciones de riego cuando las distintas unidades presentan importantes diferencias de caudales. Este aspecto se discutirá en el tema correspondiente a automatismos.

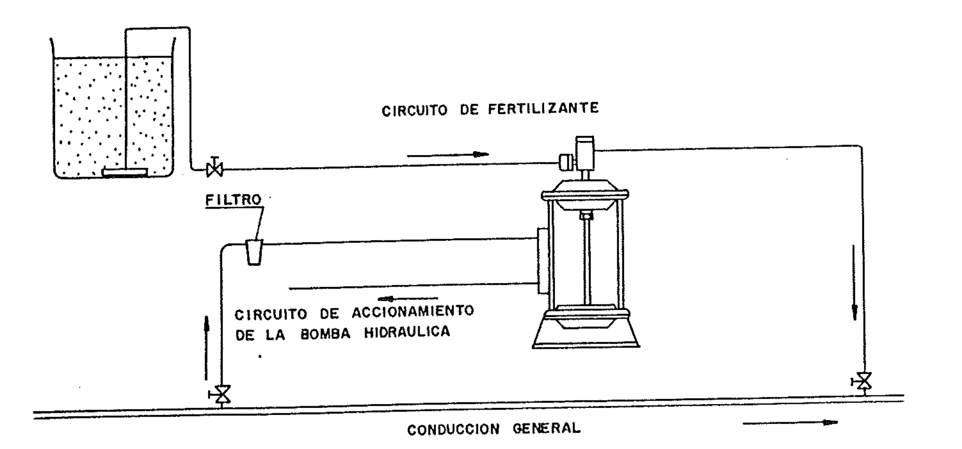


Fig. 4.9 Inyector hidráulico.

4.5 Tanques y depósitos fertilizantes

4.5.1 Capacidad

Para el cálculo de la capacidad del tanque o depósito fertilizante habrá que conocer la cantidad de fertilizante a aplicar en cada riego y la solubilidad de los abonos a utilizar. En el tema de fertirrigación se presentan tablas de solubilidad de diferentes abonos, compatibilidad entre ellos, etc.

Es importante tener en cuenta que en el caso de tanques fertilizantes, sólo es factor limitante la capacidad del depósito que podría suponer aumentar el número de unidades. En el caso de venturis e inyectores, la limitación sería la capacidad de inyección de la unidad, pudiéndose variar con facilidad el volumen del depósito de fertilizantes.

La capacidad mínima (V^l) en litros puede determinarse por la expresión:

$$V^l = \frac{F * A}{C} \tag{4.7}$$

donde:

F es la cantidad de fertilizante a aplicar por riego en kg/ha.
A es la superficie de la unidad operacional de riego (has).
C es la concentración de abono en la solución fertilizante en kg/l.

Por tanto, el volumen del tanque o depósito (V) debe ser mayor o igual que (V^l).

En el caso ya discutido de incorporar directamente fertilizante sólido a los tanques de fertilización, la necesidad en capacidad del tanque disminuye.

4.5.2 Materiales

El primer requisito que han de cumplir los tanques de fertilización es el de resistir las presiones de la red de riego, por lo que, generalmente, son metálicos.

El segundo requisito importante para los tanques y también para los depósitos de fertilizantes es el de evitar la corrosión producida por las soluciones químicas.

Los modelos más comunes de tanques se construyen en acero revestido con pinturas a base de epóxido, cuya efectividad depende en, gran medida, del método de aplicación seguido. En algunos casos los fabricantes ofrecen tanques construidos en aluminio y acero inoxidable.

En cuanto a depósitos, la gama de materiales puede ser muy amplia: desde fibra de vidrio, materiales plásticos y fibrocemento, hasta un simple depósito hecho a base de bloques de hormigón.

Como guía orientativa para materiales metálicos, se incluye la Tabla 4.3, tomada de John Blue Co., de Alabama (USA), citada por Henkes (1979).

Tabla 4.3 Materiales de los tanques de fertilización

Producto	Material recomendado	Material no recomendado
Amoníaco anhidro	Acero dúctil	Bronce, cobre, monel, galvanizados
Agua amoniacal	Acero dúctil (1), Aluminio	Bronce, cobre, galvanizados
Soluciones nitrogenadas sin amoníaco	Aluminio, acero inoxidable, revestimiento de epóxido	Bronce, monel, galvanizados
Soluciones nitrogenadas con amoníaco	Aluminio, acero inoxidable	Acero dúctil, bronce, monel, galvanizado
Soluciones de fosfato amónico (neutral)	Acero dúctil (2), acero inoxidable, revestimiento de epóxido	Aluminio, galvanizados
Fertilizantes completos	Acero dúctil (2), acero inoxidable tipo 18-8, revestimiento de epóxido	Aluminio, algunos aceros inoxidables, galvanizados
Acido fosfórico (75%)	Monel, acero inoxidable 316, cobre, revestimiento de caucho	Aluminio, algunos aceros inoxidables, bronce, galvanizados

(1) Bajo ciertas condiciones el agua amoniacal puede ser algo corrosiva para el acero dúctil y el aluminio. Generalmente el acero dúctil es el material aceptado.

(2) Estas soluciones son algo corrosivas para el acero dúctil, pero éste puede ser un material adecuado. Los fertilizantes completos son de una corrosividad mayor que la de las soluciones de fosfato amónico.

4.6 Criterios aplicables al diseño de instalaciones

En la descripción de los diferentes equipos de fertirrigación, se han puesto de manifiesto algunas características que deben tenerse en cuenta al elegir el material idóneo para una instalación. Entre ellas destacamos:

4.6.1 Aspectos técnicos

Movilidad de la unidad. En algunos casos es interesante disponer de un equipo de fácil desplazamiento lo que permitiría reducir el número de unidades.

Rango y exactitud de la dosificación y posibilidades de control. Cuando no se haga necesario que la concentración de abono incorporada a la red sea constante, los tanques de fertilización pueden ser utilizados sin mayores restricciones. Por el contrario, si se pretende realizar una dosificación más o menos uniforme, en instalaciones donde las variaciones en caudales y presión no sean importantes, es factible el uso de inyectores no proporcionales al caudal.

Cuando el mantenimiento de la concentración de la solución inyectada sea de mucha importancia, por ejemplo, en cultivos sin suelo, se deberán emplear dosificaciones proporcionales al caudal que permitan una concentración constante aun a caudales variables.

Posibilidades de automatización. Se tratará en el capítulo 7.

4.6.2 Aspectos económicos

Costo del equipo.

Durabilidad. En este aspecto, y a igualdad de resistencia a agentes químicos, sufren un desgaste más rápido los equipos con elementos móviles.

Costo de funcionamiento del equipo. Que incluye los requerimientos de energía y las exigencias de mano de obra en manejo y mantenimiento. En cuanto a manejo, las necesidades para los diferentes equipos son similares, sin embargo, los requerimientos en mantenimiento aumentan mucho en los inyectores.

5 Aparatos de control

5.1 Reguladores de presión y de caudal

La regulación de presiones y/o caudales a la entrada de las subunidades de riego es imprescindible en las instalaciones de riego localizado.

Como se explicó en el Capítulo 2, la descarga de un emisor depende de la presión y puede expresarse por una ecuación del tipo:

$$q = K_d h^x$$

donde:

q es el caudal.
h es la presión.
K_d y x son las constantes que dependen de las características geométricas e hidráulicas del emisor.

Un buen diseño hidráulico garantiza que las pérdidas de carga que se producen dentro de la subunidad de riego (a lo largo de las líneas laterales y terciarias) no sobrepasen determinados valores, de tal forma que la máxima diferencia de presiones entre emisores es tal que la correspondiente diferencia de caudales no supera un valor prefijado, en función de la uniformidad de riego deseada.

Sin embargo, en dos subunidades de riego de la misma instalación individualmente bien diseñadas, los emisores de una pueden presentar diferencias de caudales respecto a los de la otra, debido a diferencias importantes en las presiones de entrada a las mismas. En consecuencia, para un buen diseño del conjunto de la instalación, en muchos casos es necesario colocar aparatos que permitan efectuar la regulación de presiones y/o caudales.

Los reguladores son aparatos que absorben el exceso de energía de la red, proporcionando un valor constante de presión y/o caudal de agua. El principio de funcionamiento es crear una pérdida de carga adicional como medio de controlar la presión y/o caudal en la red. A su vez, al estar la presión y el caudal directamente relacionados para un diámetro dado de tubería, se logra una regulación de caudales y/o presiones.

Los reguladores se pueden clasificar como sigue:

1. *Reguladores de caudal*: Mantienen un caudal aproximadamente constante dentro de un determinado rango de presiones de entrada. La presión de salida depende de las características hidráulicas de la red de riego aguas abajo del aparato.

2. *Reguladores de presión*: Mantienen una presión de salida aproximadamente constante dentro de un determinado rango de presiones de entrada. El caudal depende de las características hidráulicas de la red de riego, aguas abajo del aparato.

Los reguladores de presión pueden ser de dos tipos:

— Reguladores de presión dinámica: Actúan sólo con flujo de agua.
— Reguladores de presión estática y dinámica: Actúan con y sin flujo de agua.

Presión entrada	Regulador de caudal	Presión salida (*)
———————>		Caudal = Cte ———————>
Presión entrada	Regulador de presión	Presión salida = Cte
		Caudal (*)

(*) Variable según características hidráulicas de la red de riego aguas abajo del dispositivo. Fijo para una instalación dada.

Fig. 5.1 Principio de funcionamiento de los reguladores.

5.1.1. Reguladores de caudal

Son aquellos dispositivos capaces de regular el caudal que circula por una tubería dentro de un rango de presiones en el que actúan eficientemente.

La pérdida de carga que producen estos reguladores es debida a la variación de la sección de paso del agua. Al aumentar o disminuir la presión a la entrada del regulador, su área de paso disminuye o aumenta, respectivamente, de manera que se cumple la ecuación:

$$Q = f(A_1P_1) \approx f(A_2P_2) \approx f(A_3P_3) \approx \ldots \approx f(A_nP_n) \qquad (5.1)$$

En la Figura 5.2 (Gilaad, 1978), se presentan los mecanismos más usuales. En el tipo 1-a se trata de un disco perforado de material flexible (elastómero). Un incremento en la presión de entrada, produce una deformación en el disco que disminuye el área de paso. Cuando la presión decrece el disco recupera su forma original.

En el tipo 1-b, el disco es sustituido por una bola, de material flexible, con un funcionamiento similar al anterior.

En el tipo 1-c, el paso de agua tiene tres dimensiones fijas, pero la forma del cuarto lado está regulada por una membrana de material flexible.

En el tipo 1-d, un resorte controla la posición de un pistón respecto al orificio de salida.

Histéresis

Estos aparatos presentan en su funcionamiento el fenómeno de histéresis que lleva consigo cualquier mecanismo que utilice elementos elásticos.

Supongamos que a una presión P_1 el área de paso en el regulador es A_1, y el caudal sería $Q_1 = f(A_1\ P_1)$. Si elevamos la presión a un valor P_2 el área de paso se reducirá a A_2 de forma que el caudal permanecerá constante $Q_2 = f(A_2\ P_2)$, siendo $Q_2 \approx Q_1$, si P_1 y P_2 están en el rango de presiones de trabajo del regulador. Si se disminuye la presión hasta alcanzar nuevamente el valor P_1, el área de paso no volverá a ser A_1, sino que alcanzará un valor A_3 menor que A_1, por lo que el caudal $Q_1' = f(A_3\ P_1)$ será menor que el original Q_1. Por tanto, debido al fenómeno de histéresis, se obtendrán dos caudales Q_1 y Q_1' para un mismo valor de presión P_1, según se alcance este valor mediante aumento o disminución de presiones (Figura 5.3). La amplitud de este fenómeno depende de las características del material utilizado, siendo deseable que sea lo más estrecha posible.

Caudales y presiones de trabajo

Se denomina *Caudal nominal* (Q_n) de un regulador a aquel para el que ha sido calibrado. La máxima desviación admisible de este caudal deberá estar dentro del rango $Q_n \pm 7\%$.

En la Figura 5.3 se muestra la relación caudal-presión y el ciclo de histéresis de un regulador. La curva 1 muestra la relación caudal-presión en una tubería sin regulador. La curva 2 muestra la misma relación con regulador.

La *presión mínima de trabajo*, es la mayor que produce el caudal mínimo admisible ($Q_n - 7\%$). Se determina sobre la rama inferior de la curva 2.

La *presión máxima de trabajo*, es la menor que produce el caudal máximo admisible ($Q_n + 7\%$). Se determina, por tanto, sobre la rama superior de la curva 2.

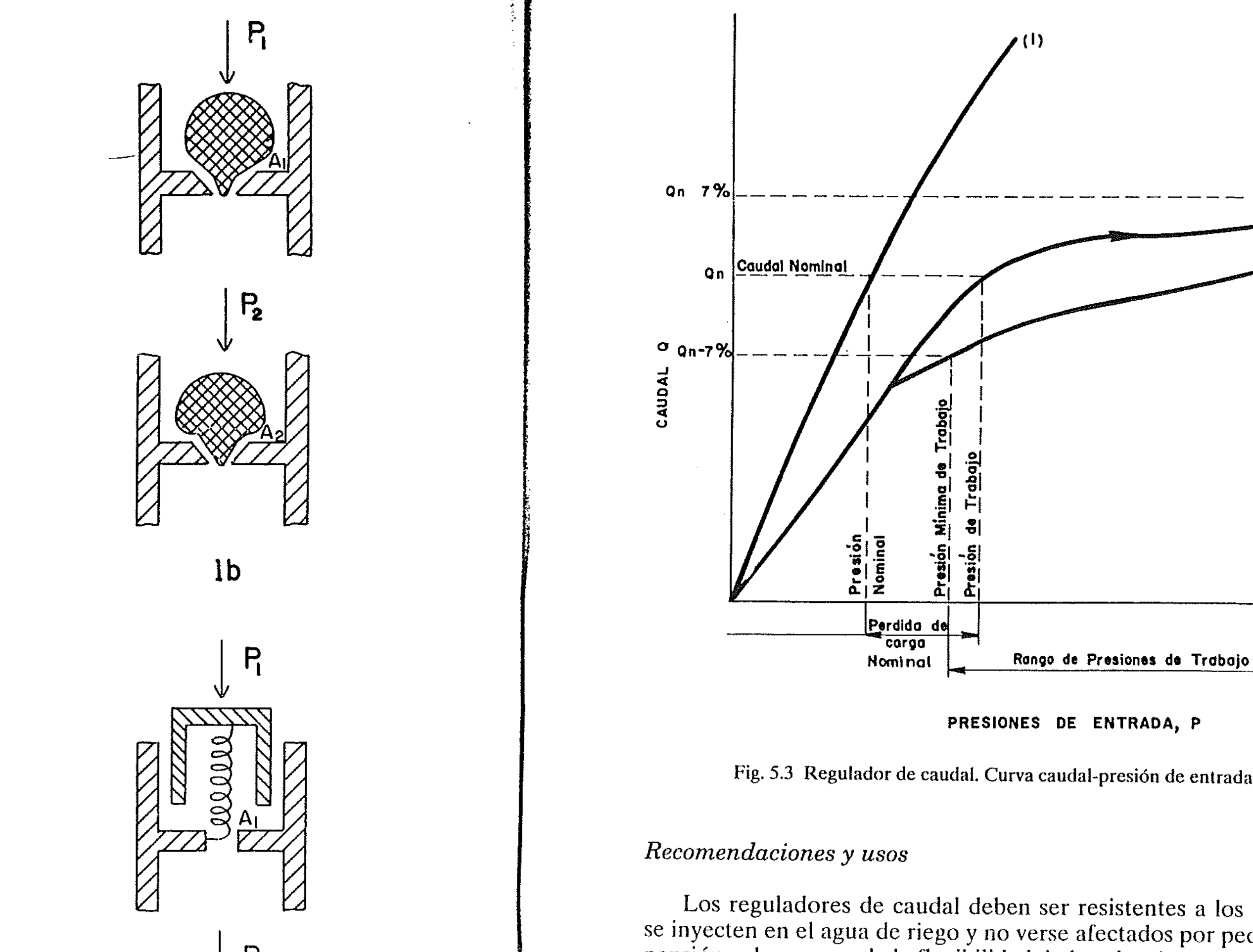
El *rango de presiones de trabajo*, es aquel que proporciona caudales comprendidos entre el ± 7% del nominal. Será, por tanto, la diferencia Pmáx-Pmín. Este rango no debe ser inferior a 30 mca. En la práctica, la mayor parte de los reguladores de flujo admiten un rango bastante superior (de 5 a 8 bares).

La *presión nominal* (*Pn*) es aquella que produciría el caudal nominal sin regulador de caudal (curva 1).

La diferencia entre la presión de trabajo a la que se obtendría el caudal nominal con regulador y la presión nominal se denomina pérdida de carga nominal y es importante que sea lo más pequeña posible para evitar tener que dar al sistema de riego presiones altas. En general, esta pérdida de carga varía de 2 a 12 mca, dependiendo del tipo de regulador.

La presión de salida afecta al régimen de trabajo del regulador, puesto que es necesaria una diferencia de presión umbral (presión a la entrada menos presión a la salida del elastómero) para que éste actúe. Por tanto, a medida que sea necesario operar con presiones mayores a la salida, la presión mínima de trabajo, aumentará consecuentemente. En la Figura 5.4 se presentan las curvas de funcionamiento de un regulador de 3/4" y caudal nominal de 320 l/h, donde puede apreciarse este efecto para presiones de salida de 0, 1 y 2 atm.

Fig. 5.2 Tipos de reguladores de caudal.



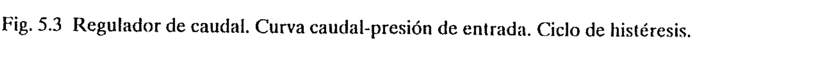


Fig. 5.3 Regulador de caudal. Curva caudal-presión de entrada. Ciclo de histéresis.

Recomendaciones y usos

Los reguladores de caudal deben ser resistentes a los productos químicos que se inyecten en el agua de riego y no verse afectados por pequeñas partículas en suspensión, a lo que ayuda la flexibilidad de los elastómeros.

La aplicación más usual consiste en instalarlos antes de cada emisor, por ejemplo, en aspersores convencionales, para convertirlos en autocompensantes. Los microaspersores y goteros que se fabrican como autocompensantes tienen un mecanismo a base de elastómeros, análogo al de un regulador de caudal.

También pueden instalarse en cabecera de subunidades y unidades de riego pero no es fácil encontrar un modelo cuyo caudal nominal coincida con el deseado, excepto que se fabrique expresamente; por ello, en estos casos, se suelen usar reguladores de presión. Sin embargo, tienen la ventaja frente a estos últimos, de que en caso de rotura aguas abajo del regulador de caudal, el flujo se mantiene constante.

Los reguladores de caudal son de una gran utilidad en redes de distribución de agua de riego cuando se pretenda limitar el flujo máximo de entregas de agua en hidrantes o parcelas.



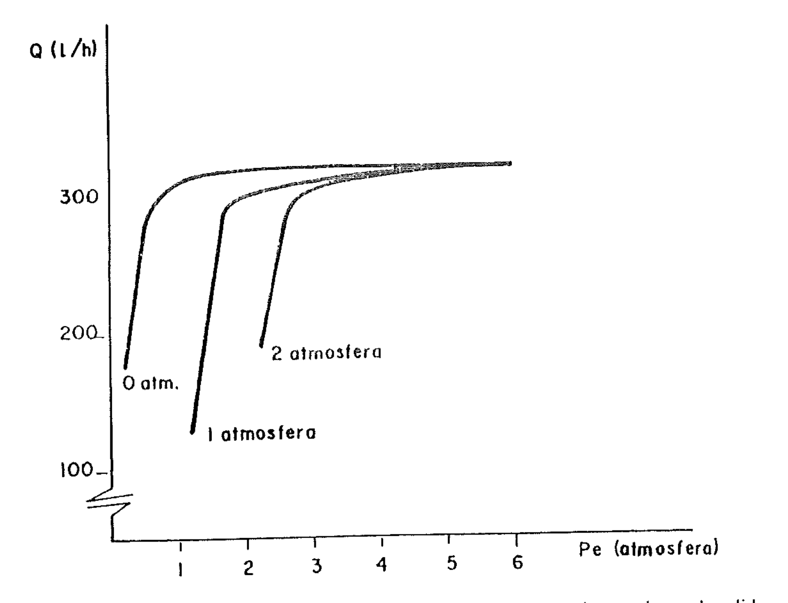


Fig. 5.4 Regulador de caudal. Curva caudal-presión de entrada, para varias presiones de salida.

En el proceso de fabricación de los reguladores se producen inevitables diferencias, de forma que sus curvas de funcionamiento no son idénticas. Esto hace que dos reguladores del mismo tipo, trabajando a la misma presión, suministren caudales ligeramente diferentes. Para poder cuantificar la bondad en la fabricación de los reguladores se define un coeficiente de variación, de forma análoga a como se hizo para los emisores. Este coeficiente de variación de fabricación es un dato importante para estimar las uniformidades de riego, y se discutirá en la parte del curso dedicada al diseño hidráulico de instalaciones.

5.1.2 Reguladores de presión

Son aquellos dispositivos capaces de regular la presión de salida dentro de un rango de presiones de entrada en el cual actúan eficientemente.

El mecanismo que acciona la mayor parte de los reguladores (Fig. 5.5) es un pistón con un muelle, que se mueve dentro de una carcasa o cuerpo provocando un estrangulamiento del paso de agua.

En el modelo de regulador de presión de la Figura 5.5 pueden apreciarse los siguientes elementos:

Cuerpo o carcasa (1), pistón (2), muelle (3), carcasa superior (4), tornillo de ajuste de la tensión del muelle (5), disco obturador (6), junta del disco obturador (7), asiento de cierre del obturador (8), cámara alta (9), juntas de estanqueidad (10) y conducto a la cámara alta (11).

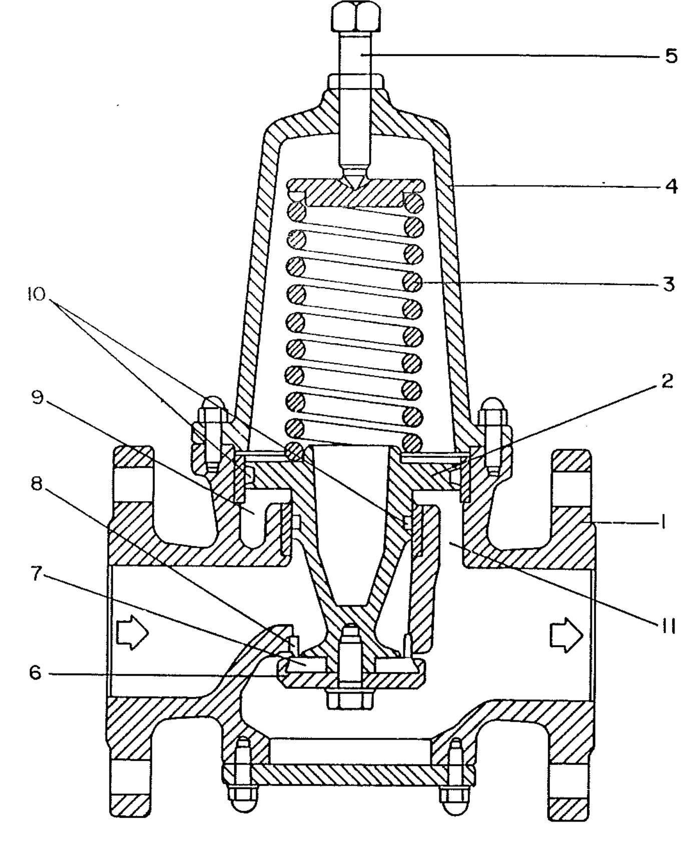


Fig. 5.5 Regulador de presión.

Una vez puesta en régimen la tubería, la presión aguas abajo actúa por un lado bajo la sección inferior del disco obturador (6) y por otro sobre la sección del pistón situado en la cámara alta (11). Estas dos fuerzas dan lugar a un desplazamiento del pistón hacia arriba y, por tanto, el cierre del disco obturador sobre su asiento. El muelle (3) mantiene el disco obturador abierto mientras la fuerza que ejerce hacia abajo es superior a la de la presión aguas abajo. Cuando ésta la supera, el disco obturador tiende a cerrarse. La operación inversa se realiza cuando la presión aguas abajo disminuye: el disco obturador tiende a abrirse.

La presión de salida será tanto más grande cuanto mayor sea la compresión del muelle. Esta se puede variar maniobrando el tornillo de ajuste (5). Hay que hacer notar que la presión aguas arriba no realiza ninguna función de regulación ya que está equilibrada por las secciones internas del asiento y del pistón.

Para que el regulador actúe tanto sobre presiones dinámicas como estáticas, es necesario que el cierre del disco obturador sobre el asiento sea de un ajuste perfecto, de tal forma que incluso regule a caudal nulo. Este es el caso del indicado en la figura 5.5. Estos reguladores resultan bastante más caros debido a la mejor calidad de los materiales empleados en su fabricación y a su mayor robustez (se fabrican para presiones normalizadas de 16, 25 ó 40 bares).

Existen modelos de reguladores cuya acción no es directa (como la que se ha explicado), sino que actúan mediante una pequeña válvula piloto externa que es la que detecta la presión a regular y comanda a una hidráulica principal, que es la que produce la apertura o cierre. Los reguladores de acción directa se fabrican sólo hasta diámetros de 8", mientras que los de accionamiento mediante piloto pueden llegar a diámetros muy superiores.

También existen modelos en los que la presión de salida es una proporción de la de entrada. A estos reguladores se les denomina proporcionales.

En las instalaciones de riego localizado y más concretamente en el control de la presión a la entrada de las subunidades de riego sólo es necesario regular la presión dinámica, por lo que se emplean aparatos más económicos, normalmente construidos con carcasas de plástico o combinación plástico-metal, carecen de la cámara superior (9) y el disco obturador y el asiento son igualmente de materiales de plástico que no permiten un cierre hermético. Las presiones máximas de trabajo de estos reguladores no suelen ser superiores a 8 bares y se fabrican en pequeños diámetros (normalmente hasta 2").

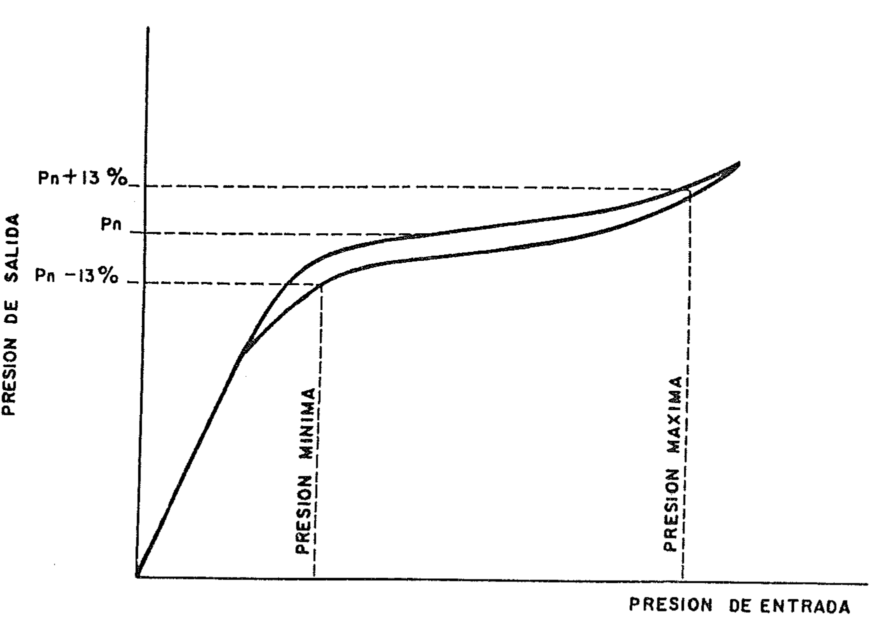


Fig. 5.6 Regulador de presión. Curva presión de entrada-presión de salida. Ciclo de histéresis.

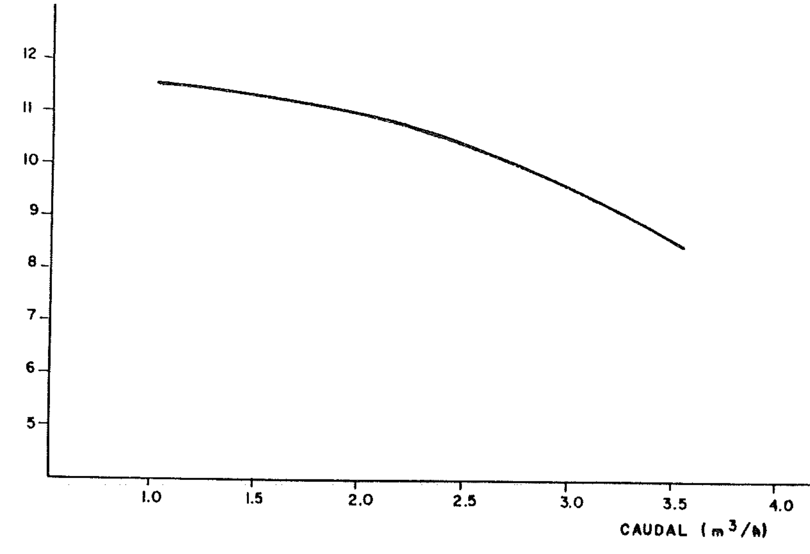


Fig. 5.7 Regulador de presión. Curva caudal-presión de salida de un regulador de ϕ 3/4".

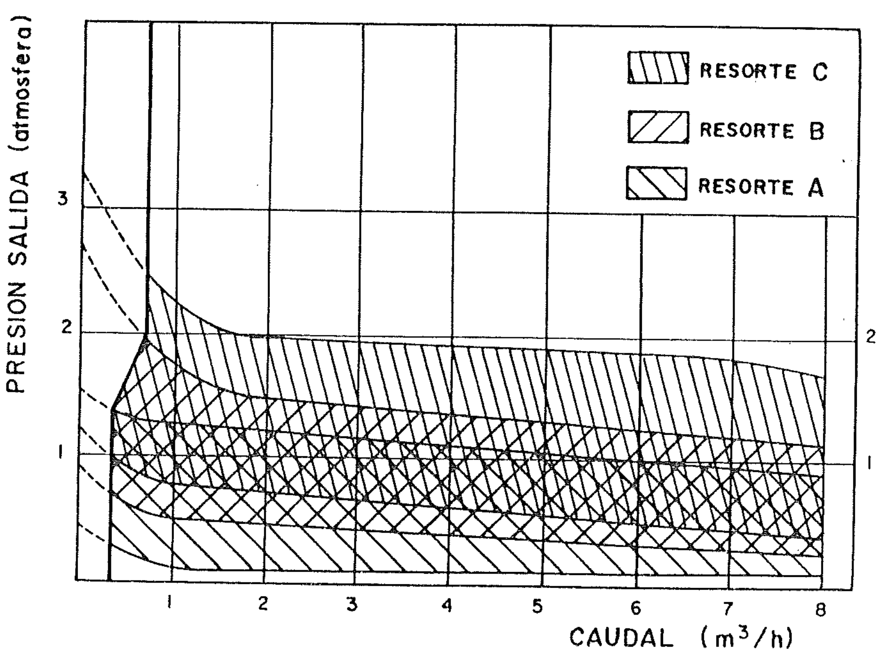


Fig. 5.8 Familia de curvas de un regulador de presión de ϕ 1".

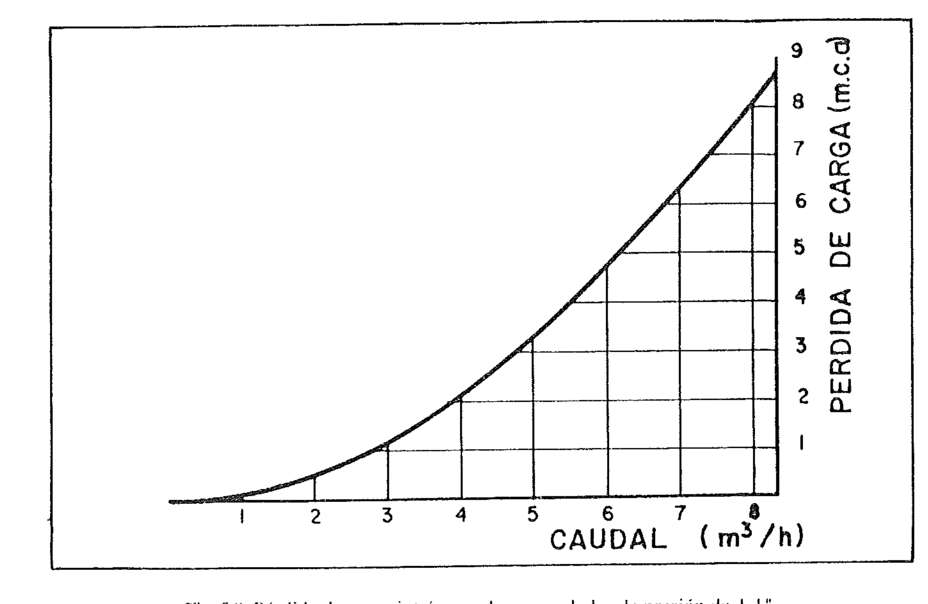


Fig. 5.9 Pérdida de carga intrínseca de un regulador de presión de ф 1".

Histéresis

Los resortes o muelles que llevan estos reguladores producen un fenómeno de histéresis análogo al comentado para los reguladores de caudal.

Caudales y presiones de trabajo

Se denomina *presión nominal* de un regulador aquella presión de salida para la cual ha sido calibrado. La máxima desviación admisible deberá estar aproximadamente en el rango $Pn \pm 13\%$. De forma análoga a la curva caudal-presión de entrada de los reguladores de caudal (Fig. 5.3), en la Figura 5.6 se presenta una curva presión de salida-presión de entrada para un regulador de presión, donde puede apreciarse el fenómeno de histéresis. Igualmente son válidos los conceptos citados de *presión mínima, presión máxima* y *rango de presiones de trabajo*.

La curva de la Figura 5.6 correspondería a una red de riego dada, donde el rango de presiones admitido ($Pn \pm 13\%$), produciría un rango de caudales de aproximadamente $\pm 7\%$, análogo al definido para los reguladores de caudal.

En diversas redes de riego, la misma presión de salida producirá caudales diferentes, obteniéndose curvas de presión de salida-caudal, del tipo de la representada en la Figura 5.7. Por tanto, un regulador de presión admite un amplio rango de caudales, al igual que un regulador de caudal admite un amplio rango de presiones salida.

Sin embargo, en estos reguladores al ser, por lo general, ajustables actuando sobre la tensión del resorte, no cabe hablar de una sola curva caudal-presión de salida, sino de una familia de curvas (Fig. 5.8), que sirven para determinar, partiendo de la presión de salida y caudal necesario en la subunidad de riego, el tamaño del regulador y el tipo de resorte a emplear.

Para determinar la presión mínima necesaria a la entrada del regulador hay que tener en cuenta que éste tiene una *pérdida de carga intrínseca*, que sería la pérdida que tiene el propio aparato, sin considerar el efecto de regulación (Fig. 5.9) y que depende del caudal.

Por tanto:

$$Pe = Ps + pci + k \tag{5.2}$$

donde:

Pe es la presión de entrada.
Ps es la presión de salida.
pci es la pérdida de carga intrínseca. Suele variar entre 1 y 10 mca.
k es el factor de seguridad. Puede tomarse un valor del orden de 3 mca, lo que grantiza que se supera la presión umbral para que actúe el resorte.

Recomendaciones y usos

Un buen regulador debe cumplir los siguientes requisitos:

— La pérdida de carga intrínseca y el efecto de histéresis deben ser lo más reducidos posible.
— El funcionamiento del regulador no debe ser afectado por agua que contenga limo, arena, algas, etc., en la proporción que normalmente se encuentran en el agua de riego.
— Su construcción y montaje deben ser simples, con pocas necesidades de mantenimiento.
— El rango de regulación definido por Pmáx-Pmín debe ser como mínimo tres veces la presión nominal (*Pn*).
— Para un mismo regulador los fabricantes deben suministrar gamas de resortes de distinta calibración.

Cuando la presión en la red de riego sea superior a la *Pmáx* de trabajo, se puede optar por colocar dos o más reguladores en serie, de forma que sus rangos de actuación se sumen y permitan provocar la reducción deseada.

Cuando además de las presiones dinámicas se desea controlar la presión estática en la red, pueden utilizarse modelos de reguladores de presión capaces de controlar ambas presiones, según se ha explicado. En caso de que estos reductores sean proporcionales, debe tenerse presente para el cálculo de la presión de salida que el ratio de reducción se cumple tanto para la presión estática como para la dinámica.

Cuando se trata de regular presiones estáticas, muchas veces es conveniente la instalación de válvulas de alivio o de seguridad, para descargar la presión que

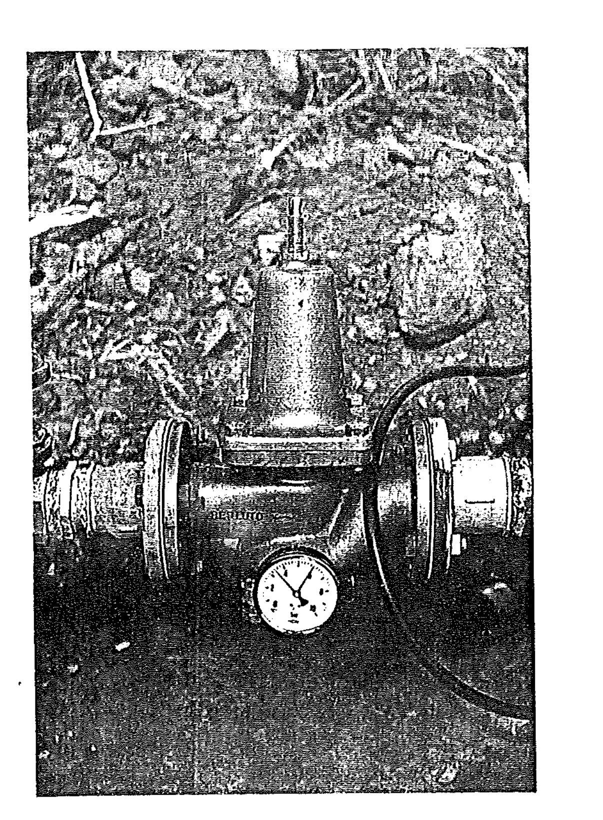


Foto 5.1 Regulador de presión estático y dinámico.

pueda quedar atrapada como consecuencia de un cierre con velocidad superior a la de actuación del regulador.

5.2 Otros aparatos de control

5.2.1 Manómetros

Para realizar un buen manejo del riego es indispensable conocer las presiones existentes, tanto en los diferentes elementos que componen el cabezal como en puntos singulares de la red de riego. El objetivo más importante de la medida de la presión es garantizar el correcto funcionamiento de la instalación y detectar las posibles averías. También nos permite saber en qué momento se deben limpiar los filtros, el fertilizar correctamente, y comprobar que las piezas especiales operan con normalidad, etc.

Estas presiones son medidas, en la mayoría de los casos, con manómetros metálicos, tipo Bourdon. En éstos, la presión del líquido se comunica a un tubo flexible curvado, que tiene un extremo cerrado y conectado, por un acoplamiento mecánico (engranaje de cremallera) a una aguja indicadora que se mueve sobre una escala graduada. La presión del líquido tiende a desenrollar el tubo curvado, produciendo un movimiento de la aguja. La lectura O de la escala corresponde a la presión atmosférica. La precisión de este instrumento depende del rango de medida y de su calibración. Para los propósitos citados anteriormente es suficiente instalar modelos que permitan apreciar 1 mca. Conviene elegir los aparatos con un rango de medida lo más cercano posible al rango de presiones que se vaya a medir.

Los manómetros se han de situar en los puntos estratégicos de la instalación, bien colocando uno en cada punto o bien instalando solamente tomas manométricas y tomando lecturas con un manómetro portátil. Esto último tiene la ventaja de que se evitan los errores de calibración de diferentes manómetros, puesto que generalmente (por ejemplo, en limpieza de filtros) interesa más la diferencia de presión entre dos puntos que el valor absoluto de la misma. Esto también puede conseguirse mediante la instalación fija de un manómetro que toma presión en varios puntos a través de una válvula de tres o más vías.

En instalaciones que funcionan a muy baja presión (menos de 3 mca), son útiles los manómetros de columna de agua.

5.2.2. Rotámetros

Son dispositivos que miden el flujo que circula a través de una tubería. Se componen de una cámara cilíndrica o cónica en el interior de la cual se aloja un balín de volumen y peso conocidos. El rotámetro se coloca en posición vertical, bien directamente en la tubería o en derivación sobre ella, según modelos y caudales a medir. El agua circula en dirección ascendente desplazando más o menos el balín hacia arriba, según sea la magnitud del flujo. Con la ayuda de una escala se miden los desplazamientos del balín, que están en relación proporcional al flujo que circula.

En grandes instalaciones simplifican el manejo y control del riego, pudiéndose detectar fácilmente obturaciones, caídas de presión, roturas, etc. Son muy útiles para conocer el caudal que se deriva hacia los tanques de fertilización.

5.2.3. Contadores de líquido

Cuando interesa un control del volumen de agua que pasa por la instalación pueden colocarse contadores de líquidos, eligiendo, entre los numerosos modelos existentes en el mercado, el más adecuado en cada caso.

Existen dos tipos de contadores (Fig. 5.10), que se utilizan para este cometido:

— Woltmann.
— Proporcional.

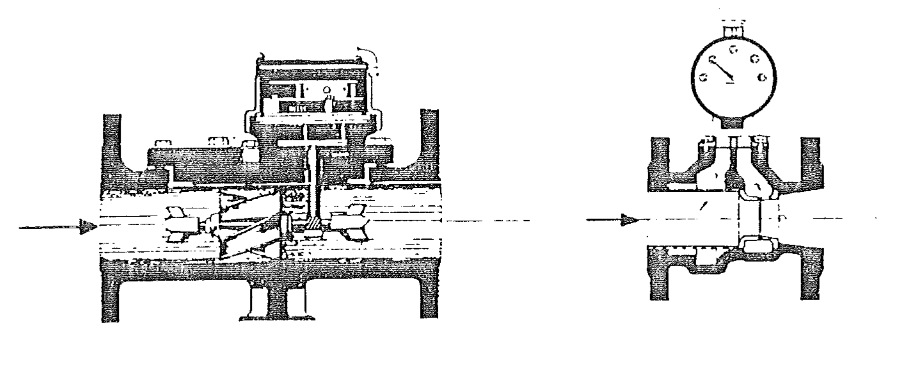


Fig. 5.10 Contadores.

Woltmann

Está formado por un cuerpo de fundición en cuyo interior y en el centro de la vena líquida se encuentra un molinillo helicoidal. Este gira cuando pasa el agua, siendo su velocidad de giro proporcional al caudal que circula por la tubería. Mediante un sistema de engranajes se transmite el número de vueltas a un grupo de esferas que indican el caudal. Como se verá en el Capítulo 7, las válvulas volumétricas llevan incorporado un contador de este tipo.

Proporcional

Este contador mide parte del caudal que circula por la conducción y, estableciendo la conveniente proporción, determina su valor total. Constan de un diafragma o tobera y un contador de turbina que se intercala en derivación de la conducción principal.

El diafragma, colocado en la vena líquida, provoca una pérdida de carga, que es proporcional al caudal que circula por la tubería. Al aumentar la diferencia de presión, el caudal que circula por la derivación es mayor y hace girar más velozmente la turbina. Después de los necesarios reajustes se recibe el resultado en unas esferas numeradas que registran el volumen de agua.

— El tipo Woltmann es más caro que el proporcional; siendo similar el grado de precisión, aunque ligeramente favorable al Woltmann.
— Ambos tipos producen una pérdida de carga que oscila entre 1 y 3 mca.

En las esferas de estos contadores pueden instalarse mecanismos electromagnéticos que producen impulsos eléctricos por cada unidad de volumen de agua registrada. Estos impulsos, recogidos en un cuadro electrónico apropiado, permiten el control automático de riegos, como se verá en el Capítulo 7.

Para el correcto funcionamiento de todos estos aparatos (rotámetros, manómetros y contadores de líquidos) deben instalarse en puntos donde no existan turbulencias provocadas por piezas especiales. En general, antes y después del aparato deben mantenerse tramos rectos, libres de puntos singulares, de una longitud del orden de 20 veces el diámetro. No obstante, deben consultarse las normas de instalación que normalmente suministran los fabricantes.

6 Tuberías y piezas especiales

6.1 Generalidades

Se denominan tubería a presión o conducciones forzadas, a aquellos conductos que funcionan a plena sección y en los que el movimiento del líquido no depende exclusivamente de una pendiente continua, como en los canales, sino que, por el contrario, pueden presentarse contrapendientes, lo cual hace necesario que el líquido llene completamente toda la conducción, y que en el interior de éste reitere una cierta presión, distinta generalmente de la atmosférica.

Definiremos lo que entendemos por tubería y sus elementos:

Tubo. Es el elemento recto normal de sección circular.

Tubería. Es la sucesión de tubos, piezas especiales y dispositivos convenientemente unidos, mediante juntas, de modo que formen un conducto cerrado.

Piezas especiales. Son unidades que permiten cambios de dirección, empalmes, derivaciones, variaciones de sección, etc.

Juntas. Son elementos que sirven para unir tubos y piezas especiales.

6.2 Materiales

Por lo que respecta a los materiales generalmente utilizados en la fabricación de tubos, podemos clasificarlos de la siguiente manera:

Fundición. Modernamente los tubos de fundición de hierro se fabrican por centrifugación vertiendo el hierro fundido en moldes giratorios. Para evitar incrustaciones y corrosiones los tubos suelen revestirse interiormente con cemento, betún asfáltico, pinturas plásticas u otras sustancias protectoras. Si la fundición se encuentra exenta de fósforo y azufre estos tubos pueden soportar presiones de unas 20 atmósferas.

Palastro de acero. Las chapas rectangurales de acero laminado se roblonan o remachan longitudinalmente (tubos roblonados), o bien se sueldan longitudinalmente (tubos soldados). Los tubos de pequeño diámetro pueden fabricarse sin soldaduras (tubos estirados).

Palastro de hierro. Las planchas rectangulares son de hierro laminado y se roblonan longitudinalmente.

Hierro galvanizado o acero galvanizado. Son tubos como los últimos mencionados, cubiertos con una capa de cinc.

Amianto-cemento. Es un material artificial obtenido por la mezcla íntima y homogénea de agua, cemento y fibras de amianto. Se fabrican en una gran gama de presiones.

Hormigón en masa. Estos tubos se utilizan únicamente para tuberías que funcionan por gravedad, sin presión interior o muy reducida ni carga exterior, en las

que una filtración hacia el interior o exterior del tubo no tiene consecuencias. Se utilizan para riego, saneamientos agrícolas y alcantarillado.

Hormigón armado. Estos tubos suelen fabricarse por el sistema de centrifugado y tienen armadura metálica longitudinal, compuesta por redondos de acero y armadura transversal. Resisten grandes presiones y evitan la flexión de los de acero, trabajando bien a compresión. Son muy utilizados en pasos de ferrocarril, carreteras, pistas de aterrizaje y para abastecimientos de agua con grandes caudales.

Hormigón pretensado. El hormigón está reforzado con armadura tensada en todo o en parte. Se utiliza para altas presiones.

Aluminio. Este material suele emplearse en las instalaciones móviles de riego por aspersión, debido a su ligero peso.

Plástico. Los tubos de PVC poli(cloruro de vinilo) no plastificado y PE (polietileno), son de escasa rugosidad interna, pueden ser rígidos o flexibles, siendo ambos fácilmente manejables por su poco peso.

De todos los tubos descritos los más específicos en los riegos localizados, son los de plástico, tanto los de PVC o UPVC como los de PE y que serán los que vamos a estudiar en este capítulo.

6.3 Presiones

Para estos tubos de plástico y de acuerdo con las normas españolas que los regulan, se definen las siguientes características:

Presión nominal (P_n): Es un número convencional que coincide con la presión máxima de trabajo a 20° C.

Presión de trabajo (P_t): Es el valor de la presión interna máxima para la que se ha diseñado un tubo con un determinado coeficiente de seguridad que tiene en cuenta las fluctuaciones de los parámetros que se pueden producir normalmente durante su uso continuado de 50 años.

Esfuerzo tangencial de trabajo (σ_t): Es el esfuerzo máximo admisible que se puede aplicar en cada momento a una tubería sometida a presión, para que al cabo de 50 años mantenga el coeficiente de seguridad que ha servido para el cálculo de la presión nominal.

Para el esfuerzo tangencial de trabajo se toma el valor de 10 MPa.

Espesor nominal del tubo (e): Es el que se obtiene de la ecuación dimensional del tubo:

$$e = \frac{P_n * D_n}{2\sigma_t + P_n} \tag{6.1}$$

P_n es la presión nominal, en MPa.
σ_t es el esfuerzo tangencial de trabajo a 20° C, expresado en MPa.
e es el espesor de la pared del tubo en mm.
D_n es el diámetro nominal del tubo en mm.

Serie es la relación entre σ_t y P_n.

6.4 Tubos de poli(cloruro de vinilo) no plastificado (PVC o UPVC) - Norma UNE 53-112-88

6.4.1 Tubos de PVC

Son tubos de plástico rígido fabricados a partir de una materia prima compuesta esencialmente de resina sintética de PVC técnico, mezclada con la proporción mínima indispensable de aditivos colorantes, estabilizantes y lubricantes y, en todo caso, exenta de plastificantes y de materiales de relleno (fillers).

En la terminología industrial se denominan tubos de PVC no plastificados (UPVC en Europa), o tubos de PVC tipo I (en Norteamérica).

6.4.2 Características generales, geométricas, térmicas y químicas del poli(cloruro de vinilo) no plastificado

Cada país tiene sus normas específicas que regulan la fabricación de estos materiales. Existen normas adoptadas por varios países. Las especificaciones que siguen han sido tomadas de la norma española UNE 53-112-88.

El poli(cloruro de vinilo) no plastificado, después de su conversión en tubos o accesorios acabados, cumple las características técnicas que se establecen a continuación:

Características generales

Peso específico: 1.350 a 1.460 kg/m^3.

Opacidad: < 0,2%.

Inflamabilidad: No debe ser combustible.

Los tubos deben ser sensiblemente rectos y cilíndricos, exterior e interiormente. Su acabado será pulido y brillante, con coloración uniforme y tonalidad opaca que evite la penetración de la luz exterior.

No deben presentar ondulaciones, estrías, grietas, burbujas, rechupes ni otros defectos que puedan perjudicar su normal utilización, tanto en la superficie exterior como en la interior o en una sección transversal.

Los extremos estarán cortados ortogonalmente a las generatrices.

Los tubos podrán ser trabajados mecánicamente (cortados, taladrados, fresados, etcétera).

Características geométricas

Longitud: La longitud del tubo será la distancia entre los extremos del mismo medida a 23 ± 2° C.

Deberán utilizarse longitudes superiores siempre que puedan producirse industrialmente, previo acuerdo con el fabricante. Cuando por razones de montaje sea

necesario emplear piezas de menor longitud, se obtendrán mediante corte a escuadra de los tubos.

Diámetro nominal. Es el diámetro exterior técnico en milímetros declarado por el fabricante, a partir del cual se establecen las tolerancias y sirve de referencia para designar y clasificar, por medidas los diversos elementos de una conducción acoplables entre sí. Las series comerciales de diámetros nominales son las que figuran en la Tabla 6.2.

El coeficiente de seguridad será de 2,5. Para temperaturas superiores a 25° C se aplicarán los factores indicados en la Tabla 6.1.

Tabla 6.1 Factores de corrección en función de la temperatura

	Temperatura del agua	
	> 25 a 35° C	> 35 a 45° C
Factor que ha de aplicarse a la presión nominal para obtener la presión de trabajo	0,8	0,63

Fuente: UNE 53-112-88.

Los espesores normalizados correspondientes a las presiones nominales de uso más frecuente en riego localizado figuran en la Tabla 6.2.

Tabla 6.2 Tubos UPVC

Diámetro nominal D_n mm	Presiones nominales en MPa P_n 0,4 e mm	P_n 0,63 e mm	P_n 1,0 e mm
25	—	—	1,5
32	—	—	1,8
40	—	1,8	1,9
50	—	1,8	2,4
63	1,8	1,9	3,0
75	1,8	2,2	3,6
90	1,8	2,7	4,3
110	2,2	3,2	5,3
125	2,5	3,7	6,0
140	2,8	4,1	6,7
160	3,2	4,7	7,7
180*	3,6	5,3	8,6
200	4,0	5,9	9,6
225*	4,5	6,6	10,8
250	4,9	7,3	11,9
280*	5,5	8,2	13,4
315	6,2	9,2	15,0
355*	7,0	10,4	16,9
400	7,9	11,7	19,1

* Comercialmente poco frecuentes.
Fuente: UNE 53-112-88.

Sección del tubo y alineación. La sección del tubo perpendicular a su eje debe ser una corona circular y las generatrices de la superficies cilíndricas interior y exterior del mismo, serán dos rectas paralelas con las tolerancias de ovalización y rectitud que se especifican en la norma.

Características mecánicas

Esfuerzo tangencial de trabajo: 10 Mpa.

Resistencia a la tracción mínima: $\sigma = 49$ MPa.

Alargamiento mínimo en la rotura: 80%.

Características químicas

Debe presentarse atención a la resistencia a la acetona y al ácido sulfúrico.

6.4.3 Características hidráulicas del poli(cloruro de vinilo) no plastificado

El pulimento y la uniformidad de la superficie cilíndrica interior de los tubos y juntas serán tales que podrán aplicarse para el cálculo de los distintos parámetros hidráulicos, ecuaciones para tubos lisos, como la fórmula de Darcy Weisbach, teniendo en cuenta el correspondiente número de Reynolds (Re) y con una rugosidad absoluta de 0,02 mm para la tubería (tubos más juntas).

6.5 Tubos de polietileno (PE) -Normas UNE 53-131-90 y UNE 53-367-90

6.5.1 Polietileno (PE)

Es un plástico derivado del etileno, al que se somete a un proceso de calor y presión que provoca la polimerización. Sus propiedades dependen de su peso molecular, de su densidad y de la distribución estadística de los diferentes pesos moleculares de las macromoléculas.

Los tubos de polietileno son producidos a base de resina de polietileno y un aditivo de negro de humo que los protege contra la acción de los rayos ultravioletas y, por tanto, aumenta su estabilidad. Los producidos por extrusión simple contienen un 2,5% ± 0,5% en peso de negro de humo, mientras que los obtenidos por extrusión simultánea y múltiple contienen esa proporción de negro de humo sólo en su capa exterior.

Los tubos de PE que están definidos en las normas españolas son:

- Polietileno de baja densidad LDPE (PE 32).
- Polietileno de media densidad MDPE (PE 50B).
- Polietileno de alta densidad HDPE (PE 50A).

6.5.2 Características generales geométricas, térmicas y químicas de los tubos de PE

Los tubos de PE acabados tienen las siguientes características, todas ellas dadas para unas condiciones de ambiente de 20° C ± 2° C de temperatura y 50% ± 5% de humedad relativa.

Polietileno de baja densidad (LDPE). Densidad de la resina base (polietileno incoloro) menor o igual que 930 kg/m^3. Son tubos relativamente blandos y flexibles (no rígidos). El esfuerzo tangencial de trabajo a 20° C será de 3,2 Mpa. Su resistencia química es buena, pero su resistencia al calor es relativamente baja.

— Resistencia mínima a la tracción: 10 Mpa.
— Indice de fluidez < 1 g/10 min.
— Alargamiento mínimo en la rotura: 350%.

Polietileno de media densidad (MDPE). Densidad de la resina entre 931 a 940 kg/m^3. Son tubos relativamente menos flexibles, más duros y más resistentes a la temperatura que los de LDPE. El esfuerzo tangencial de trabajo a 20° C será de 5,0 MPa.

— Su resistencia química es parecida al de LDPE.
— Resistencia mínima a la tracción: 15 MPa.
— Indice de fluidez < 0,4 g/10 min.
— Alargamiento mínimo en la rotura: 350%.

Polietileno de alta densidad (HDPE). Densidad de la resina base superior a 940 kg/m^3. Son tubos relativamente rígidos y duros. Tienen la máxima resistencia a la temperatura y a los agentes químicos. El esfuerzo tangencial de trabajo a 20° C será de 5,0 MPa.

— Resistencia mínima a la tracción: 19 MPa.
— Indice de fluidez < 0,3 g/10 min.
— Alargamiento mínimo en la rotura: 350%.

Longitud. La tubería de polietileno se sirve generalmente en rollos. La longitud de cada uno de ellos no está definida, ya que depende del diámetro del tubo. Normalmente se sirven rollos, con longitudes que van de 30 m, para diámetros superiores a 50 mm, a 400 m, para diámetros de 12 y 16 mm.

Diámetro nominal. El diámetro nominal es un número convencional de designación, que sirve para clasificar por dimensiones los tubos, piezas y demás elementos de las conducciones y corresponde al diámetro exterior teórico en milímetros, sin tener en cuenta las tolerancias.

6.5.3 Características hidráulicas

El pulimento y la uniformidad de la superficie cilíndrica interior de los tubos y juntas serán tales que podrán aplicarse para el cálculo de los distintos parámetros hidráulicos, ecuaciones para tubos lisos, como la de Darcy-Weisbach, con una rugosidad absoluta para la tubería de 0,002 mm (tubos más juntas).

Los coeficientes de seguridad serán 1,37 para PE 32 y 1,6 PE 50. Para temperaturas superiores a 20° C se aplicarán los factores indicados en la tabla 6.3.

Tabla 6.3 Factores de corrección que hay que aplicar a la presión nominal en función de la temperatura, para obtener la presión de trabajo

	Temperatura del agua (°C)					
	$0 < T \leq 20$	$20 < T \leq 25$	$25 < T \leq 30$	$30 < T \leq 35$	$35 < T \leq 40$	$40 < T \leq 45$
PE 50A y PE 50B	1	0,80	0,63	0,50	0,40	0,32
PE 32	1	0,75	0,56	0,44	0,36	—

Fuente: UNE 53-131-90.

Los espesores normalizados correspondientes a las presiones nominales de uso más frecuente en riego localizado figuran en la Tabla 6.4.

Tabla 6.4 Diámetros y espesores nominales

Diámetro nominal D_n mm	Presiones nominales en MPa						
	PE 32				PE 50 A y PE 50 B		
	Serie 8 P_n 0,4	Serie 6,3* P_n 0,5	Serie 5 P_n 0,63	Serie 3,2 P_n 1,0	Serie 12,5 P_n 0,4	Serie 8 P_n 0,63	Serie 5 P_n 1,0
10		1,0		2,0			2,0
12		1,0		2,0			2,0
16		1,2	2,0	2,2			2,0
20	1,2*		2,0	2,8			2,0
25	1,5*-2,0		2,3	3,5		2,0	2,3
32	2,0		2,9	4,4		2,0	2,9
40	2,4		3,7	5,5	2,0	2,4	3,7
50	3,0		4,6	6,9	2,0	3,0	4,6
63	3,8		5,8	8,6	2,4	3,8	5,8
75	4,5		6,8	10,3	2,9	4,5	6,8
90	5,4		8,2	12,3	3,5	5,4	8,2
110	6,6		10,0	15,1	4,2	6,6	10,0
125	7,4		11,4	17,1	4,8	7,4	11,4
140	8,3		12,7	19,2	5,4	8,3	12,7
160	9,5		14,6	21,9	6,2	9,5	14,6
180	10,7		16,4	24,6	6,9	10,7	16,4
200	11,9		18,2	27,3	7,7	11,9	18,2
225	13,4		20,5		8,6	13,4	20,5
250	14,8		22,7		9,6	14,8	22,7
280	16,6		25,4		10,7	16,6	25,4
315	18,7		28,6		12,1	18,7	28,6
355	21,1				13,6	21,1	32,3
400	23,7				15,3	23,7	36,4
450	26,7				17,2	26,7	41,0
500	29,6				19,1	29,6	45,5
560					21,4	33,2	
630					24,1	37,4	
710					27,2	42,0	
800					30,6	47,4	

* Corresponde a la UNE 53-367-90 con P_t = 0,25 MPa.
Fuente: UNE 53-131-90 y UNE 53-367-90.

Los espesores inferiores a 2 mm corresponden a tuberías de LDPE especiales para ramales de riego localizado (UNE 53-367-90) que aunque responden a presiones nominales de 0,5 y 0,4 MPa no deben usarse a presiones de trabajo superiores a 0,25 MPa.

A estos tubos se les asigna una esperanza media de vida mínima de 10 años, mientras que para los restantes, contemplados en la norma UNE 53-131-90, se consideran 50 años.

6.6 Juntas

Son los sistemas o conjuntos de piezas utilizados para la unión de tubos entre sí o de éstos con las demás piezas de la conducción. Tendrán, como mínimo, las mismas características de resistencia a las presiones hidráulicas interiores que los tubos que unen.

6.6.1 Juntas para tubos de PVC

Se consideran dos sistemas para asegurar la estanqueidad y la resistencia mecánica en los acoplamientos de los tubos entre sí y con las piezas especiales; la unión por encolado y la unión mediante anillos de elastómeros.

La elección de uno u otro sistema se realizará en función de la instalación proyectada y dentro de las limitaciones y condiciones de utilización de cada una.

Cualquiera que sea el tipo de junta que se adopte, deberá verificarse que en las pruebas de rotura a presión, los tubos deberán romper antes que la junta.

En ocasiones pueden roscarse para poderlos unir a las piezas especiales.

6.6.1.1 *Juntas por encolado*. Este tipo de junta exige que uno de los extremos del tubo termine en una copa preformada en fábrica, cuya longitud y diámetro interior deben cumplir valores mínimos.

El encolado se realizará entre la superficie exterior del extremo macho y la interior de la copa, utilizando un adhesivo disolvente del PVC no plastificado, de modo que se consiga una auténtica soldadura en frío.

Este tipo de junta se utilizará preferentemente para la unión de los tubos con las piezas especiales, pero, en general, no se admitirá para la unión de tubos de diámetro nominal superior a 150 mm. Su utilización en tubos de diámetro superior exigirá aplicar un coeficiente de reducción en el timbraje de la tubería de 0,80.

6.6.1.2 *Juntas elásticas*. Este sistema de junta garantiza, en general, una estanqueidad más eficaz que el encolado, y permite un ligero juego en las uniones de la conducción, que consiente absorber variaciones de trazado de una cierta amplitud. Por otra parte, las uniones son más sencillas y rápidas de realizar que por el sistema de encolado.

Este tipo de junta exige que uno de los extremos del tubo sea expandido y moldeado en fábrica, con un cajero circular en su interior, en el cual se aloja un anillo elastomérico de tal manera que éste forme parte intrínseca del tubo. El extremo

macho del tubo debe ir biselado con un ángulo de 15°, pero que solamente afecte a la mitad del espesor de la pared del tubo.

La copa deberá estar reforzada para compensar el debilitamiento que se produce en la pared del tubo por el cajero donde va alojado el anillo elastomérico.

El anillo debe estar fabricado con un elastómero compuesto de caucho natural o sintético y diseñado de tal forma que produzca un cierre hidráulico trabajando a compresión y que el cierre sea más hermético cuanto mayor sea la presión, dentro de los límites de su gama de presiones.

Las uniones por junta elástica deben preferirse en las instalaciones subterráneas de conducciones a presión.

6.6.2 Juntas para tubos de PE

Cualquiera que sea el tipo de junta utilizada producirá una pérdida de carga máxima equivalente a 3 m de tubería de igual diámetro. Soportará la corrosión y las influencias climáticas. Debemos recordar que, en general, las tuberías de PE el roscado o pegado no es admisible. Las más utilizadas en instalaciones de riego localizado son las juntas mecánicas, entre las que podemos distinguir varios tipos:

Racores que fijan los extremos mediante un manguito interior de perfil bicónico que se solidariza al tubo mediante una tuerca de presión, apretando el extremo del tubo contra el manguito. Este sistema es bastante caro, pero tiene mucha solidez, y dada la gran longitud de estos tubos, su coste no tiene gran incidencia. Actualmente es, probablemente, el sistema más utilizado a nivel internacional (Figura 6.1-A).

Otros modelos consisten en simples manguitos que se colocan en el exterior o interior de los tubos. La fijación del tubo al manguito se logra gracias a rebordes en forma de «dientes de tiburón». En el caso del manguito interior, algunas veces se refuerza la conexión apretando ambos extremos del tubo con abrazaderas. En general, estos manguitos se hacen de bronce los exteriores, y de bronce o plástico, los interiores.

Dadas las bajas presiones a las que están sometidos estos enlaces en las subunidades de riego, generalmente inferior a 0,2 MPa, se han desarrollado multitud de modelos simples para conexión de tubos de PE de pequeño diámetro (inferior a 20 mm). Las más populares son manguitos interiores plásticos, con varios salientes (Figura 6.1-B). Van conectados directamente sin ningún refuerzo adicional. Estas conexiones pueden provocar la fisuración de los tubos, por lo que se ha desarrollado un test que permite evaluar este riesgo y que se explicará posteriormente.

6.7 Piezas especiales

Se denominan piezas especiales a aquellos elementos que se intercalan en la conducción para permitir realizar cambios de dirección, derivaciones, reducciones, cierres de la vena líquida, etc.

Entre ellas, las de uso más generalizado son:

JUNTAS PARA TUBERIA P.E.

ENLACE EXTERIOR

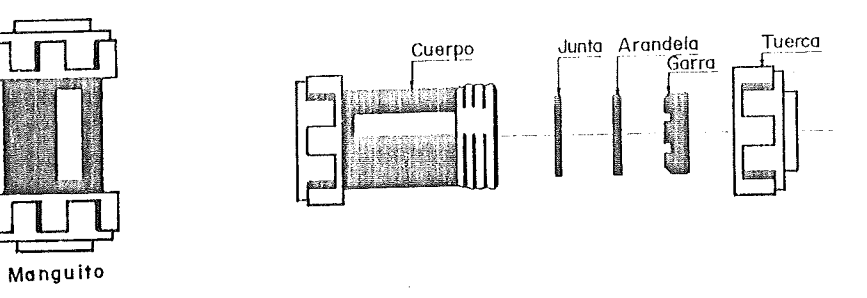
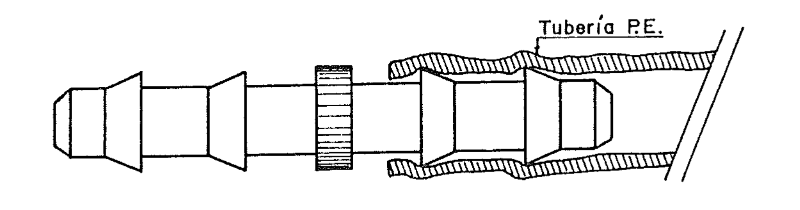


Fig. 6.1-A Juntas para tubería de PE. Enlace exterior.

— *Válvula*. Es un dispositivo que permite estrangular e interrumpir la corriente líquida. También se denominan llaves de paso o válvulas de regulación. Cuando se desea estrangular la corriente líquida o reducir presión se utilizan válvulas de compuerta o de mariposa. Cuando sólo se desea abrir o cerrar el paso de agua, además de las anteriores, se usan también válvulas

ENLACE INTERIOR SIMPLE



ENLACE REDUCTOR

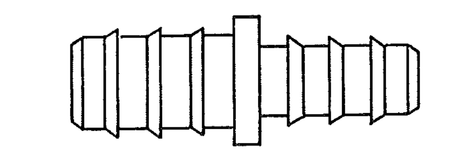


Fig. 6.1-B Juntas para tubería de PE.

de esfera. En estas últimas, muy eficaces en cuanto a la estanqueidad, al posibilitar un tiempo de cierre muy corto, deben evitarse los golpes de ariete. Otros tipos de válvulas son las de Y y las de diafragma que son de cierre progresivo y de difícil bloque incluso en presencia de contaminantes.

— *Ventosa*. Es un dispositivo que permite salir y/o entrar el aire en las tuberías según el desequilibrio existente entre la presión interior y la atmosférica. Existen de salida de aire cuando la instalación está en funcionamiento, las de salida y entrada de aire en el llenado y vaciado de las tuberías y las que son una combinación de ambas.

Válvula de retención. Es un dispositivo, que en su forma más simple, consiste en una compuerta giratoria, que se abre con el movimiento del líquido y cierra por gravedad o por efecto del mismo líquido, impidiendo el retroceso del mismo. Es imprescindible su instalación, antes del punto de inyección de fertilizantes, cuando el agua utilizada para riego proviene de una red que se use además para consumo doméstico o pecuario. También es útil para amortiguar los efectos del golpe de ariete.

— *Válvula de seguridad*. Es un dispositivo que permite automáticamente el escape de un caudal de líquido, para evitar el aumento de la presión interna en la tubería, sobre un valor prefijado.

— *Hidrante*. Es un dispositivo constituido por una válvula de regulación que permite derivar el agua de la tubería sobre la que se inserta. Para su instalación y protección puede ser necesario realizar una obra de fábrica si se están utilizando diámetros grandes.

Todas las piezas especiales a usar en tuberías de PVC y PE han de tener una resistencia mínima a la presión interna, igual a la del tubo al que se conecten y han de estar dotadas de adaptadores y juntas adecuadas para su conexión.

6.8 Elementos singulares

Las instalaciones de riego localizado pueden incluir elementos, instrumentos y/o piezas no usuales en otros sistemas de riego. Entre ellos podemos mencionar: filtros, aplicadores de abonos, aparatos de control y automatismo, etc., los cuales son descritos en otros capítulos. Aquí trataremos de algunas otras piezas.

6.8.1 Collarín de toma o racor-enlace para los laterales

Esta es la pieza que conecta la línea lateral o portaemisores a la tubería abastecedora o terciaria. Si esta tubería terciaria es de PE flexible, el collarín se instala perforándola e introduciendo en el hueco el extremo del enlace que va en ese lugar y el otro en la línea lateral.

Si la tubería terciaria es de PVC o PE rígido, la instalación es menos sencilla, pues la unión directa con el collarín no es estanca y se hace necesario utilizar una anilla de goma. Por el contrario, en PE flexible, la manguera cede bastante y como el diámetro del "sacabocados", que se utiliza para realizar el orificio, es menor

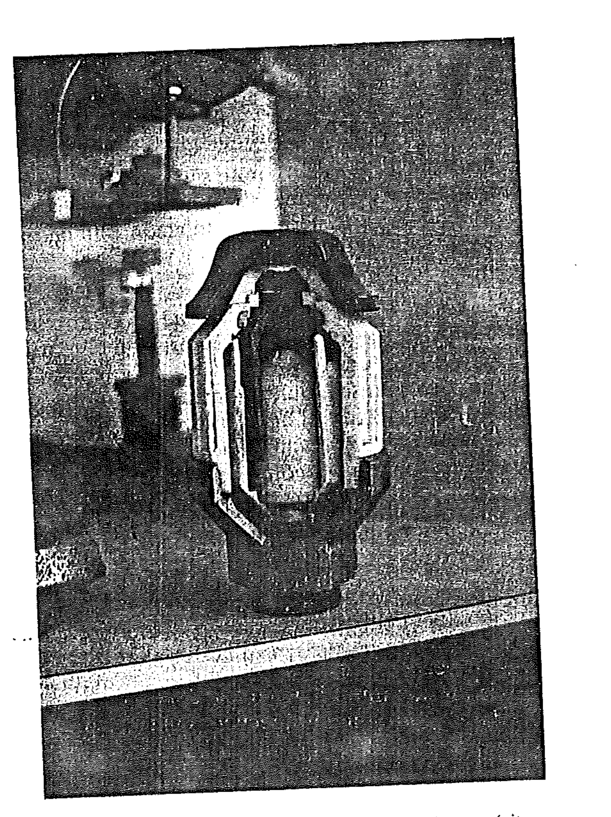


Foto 6.1 Ventosa de cuerpo cilíndrico de doble propósito.

que el del collarín, una vez introducido éste queda cerrada perfectamente la unión. Los modelos más sólidos vienen provistos de una placa curvada y una abrazadera que refuerza la unión con la tubería terciaria y evita el movimiento independiente de ambas piezas, lo que podría provocar posteriores holguras y fugas de agua (Figura 6.2).

La pérdida de carga que producen estos collarines podemos separarla en dos. Primero la originada en la terciaria y que dependerá de la relación entre el tamaño de la conexión del collarín que queda introducida dentro de la tubería y el diámetro de la misma. Estas pérdidas de carga, son similares a las que producen en las tuberías laterales la conexión de los emisores sobre-línea ya tratadas en el Capítulo 2. En segundo lugar tenemos la pérdida de carga que se produce en la propia línea lateral, al pasar el agua desde la terciaria por dicho enlace. Se adjunta gráficamente de esta última pérdida de carga que produce un tipo de collarín como el descrito (Figura 6.3).

En el mercado existen un sinnúmero de modelos de estos enlaces, algunos de los cuales se representan esquemáticamente en la Figura 6.4.

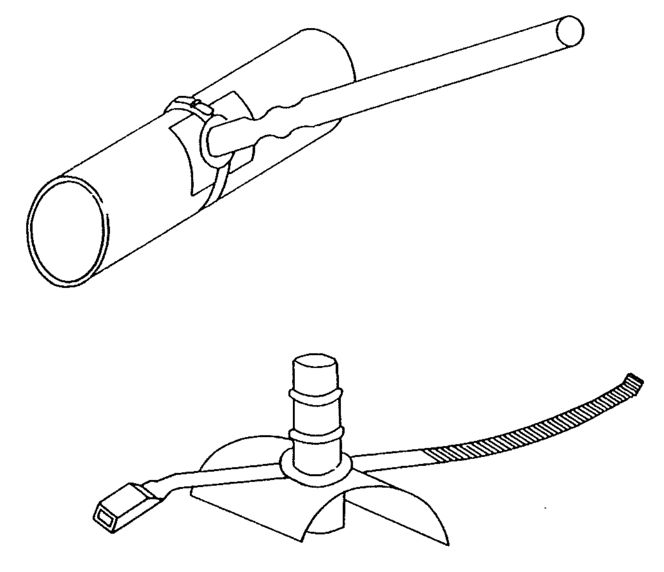


Fig. 6.2 Collarín de toma.

6.8.2 Tapón final o cierre de las líneas laterales

Se han desarrollado infinidad de tipos de cierre del final de las tuberías laterales o líneas portaemisores. Se trata, en general, de manguitos interiores cerrados, que se introducen a presión (Figura 6.5-A). Normalmente no se utilizan piezas especiales para ese fin, sino que se hace un simple doblez en la tubería de PE (Figura 6.5-B), mantenido plegado mediante un anillo de PE cortado de un tubo de mayor diámetro, o varios dobleces, si se trata de tubería muy fina, como en el caso de algunas tuberías emisoras (Figura 6.5-C)

6.8.3 Válvula de descarga o de drenaje

Es un dispositivo frecuente en las instalaciones de riego localizado, que permite, una vez finalizado el riego, desaguar las tuberías del sistema, fundamentalmente las líneas laterales o portaemisores. Con esto, se evita el desarrollo en el interior de las mismas de muscilagos de bacterias, algas y/o precipitados químicos. Estas válvulas permanecen cerradas cuando la red está en funcionamiento y al terminarse el riego y, por tanto, al perder la red presión, se abren. El proceso contrario ocurre al iniciarse de nuevo el riego.

Hay tipos en los que el mecanismo de apertura y cierre es un simple resorte (Figura 6.6) y en otros son dos diafragmas con orificio, construidos de material flexible y con una anilla entre ellos. Dichos diafragmas se colocan de forma que los orificios no coincidan. En ambos casos, la presión de la red mantiene cerrada la salida.

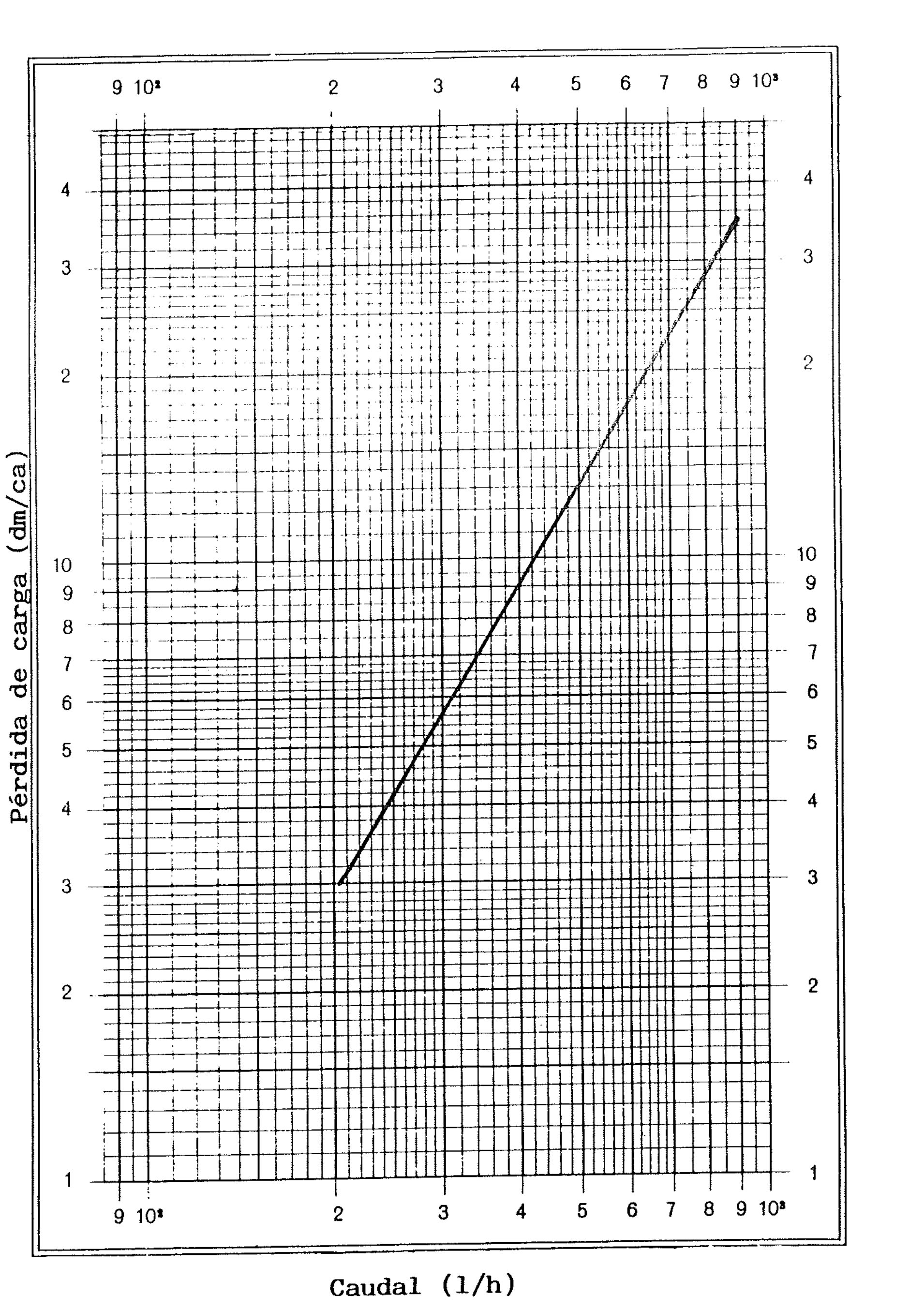


Fig. 6.3 Collarín de toma. Abaco de pérdida de carga.

Fig. 6.4 Collarines de toma.

En un tipo, mediante el resorte, y en el otro, manteniendo a los dos diafragmas unidos. En cuanto se disipa la presión al finalizar el riego, actúa el resorte o se separan los diafragmas, abriéndose la válvula. La presión a que actúa el mecanismo dependerá del tipo de resorte o del espesor o característica resiliente de los diafragmas. En su colocación deberá tenerse muy en cuenta en que el caudal que son capaces de desaguar a baja presión, sea inferior al del lateral al que van conectados, ya que, en caso contrario, no podría alcanzarse la presión de trabajo y no llegarían a cerrar.

6.9 Pruebas y tolerancias

Como control de calidad de los materiales descritos, se les somete a éstos a una serie de pruebas y ensayos que afectan no sólo al producto acabado, sino a las materias primas.

Los ensayos o pruebas para las materias primas dependen fundamentalmente de la composición de las mismas, se realizan en fábrica y tienden a comprobar la uniformidad de las características de los compuestos y mezclas y si cumplen las especificaciones requeridas; por ejemplo, para PE se comprueba la densidad, índice de fluidez, contenido en volátiles y en cenizas, y para la resina de PVC, el contenido de agua, peso específico, densidad aparente, granulometría, etc.

En cuanto al producto acabado podemos destacar:

— Para PVC:

— Determinación del aspecto.

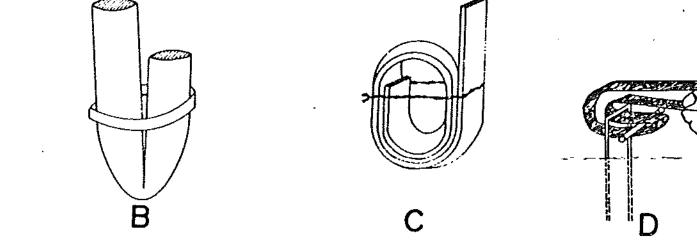
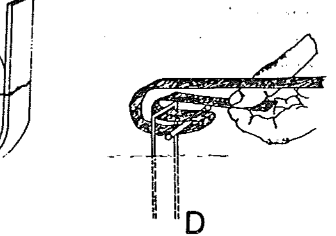



Fig. 6.5 Tapones finales laterales.

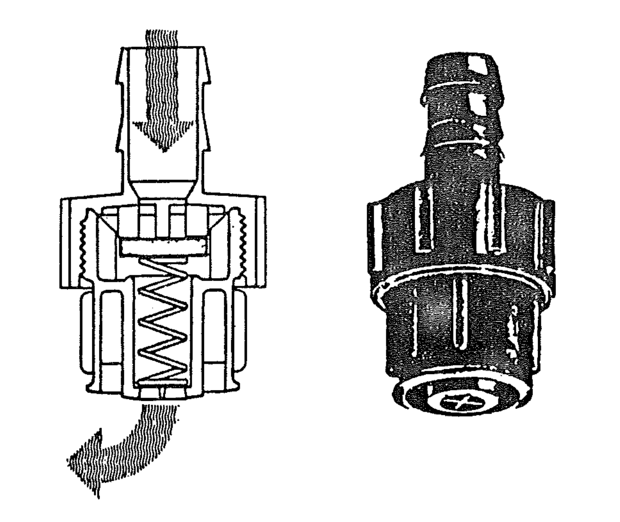


Fig. 6.6 Válvulas de descarga.

- Determinación de las características geométricas (diámetros, espesores, ovalación, longitudes).
- Determinación de las características mecánicas (resistencia al impacto, resistencia a la tracción y alargamiento en la rotura, resistencia a la presión interna de tubos, resistencia a la presión interna de accesorios, estanqueidad de las uniones sometidas a presión hidráulica interior y exterior).

— Para las de PE hay que añadir, entre otras:

- Determinación del tiempo de inducción a la oxidación.
- Determinación de la temperatura de inducción a la oxidación.
- Contenido en negro de carbono y su dispersión.
- Prueba de envejecimiento.

Estas pruebas se pueden hacer tanto en fábrica como en obra.

La metodología para realizar estas pruebas y ensayos así como las tolerancias admitidas, figuran en las normas que cada país suele definir para cada producto. Estas normas suelen ser muy similares en los diferentes países.

Por su importancia práctica, se resume a continuación la metodología para las pruebas finales de la instalación, según la norma española, así como algunos ensayos específicos de riego localizado.

6.9.1 Prueba de la instalación

Una vez colocada la tubería, las piezas especiales y accesorios, y hechos los anclajes, y antes del cierre de zanjas, si las hubiera, se procederá a probar la instala-

ción a *presión y estanqueidad*. Si fuera necesario un relleno parcial de zanjas se dejarán al descubierto todas las juntas, piezas y elementos accesorios.

Prueba a presión interior. Esta prueba puede realizarse para toda la red o por tramos. La presión de prueba será 0,75 P_n. Si hay diferentes presiones normalizadas, se probará por tramos con tubos de igual clase.

Se vigilará que exista continuidad hidráulica en el tramo de prueba.

La presión se controlará de forma que ningún punto de la tubería existan valores inferiores a 0,68 P_n. El control se hará mediante uno o varios manómetros contrastados.

La instalación se empezará a llenar de agua lentamente con una velocidad que no exceda los 0,3 m/s. Se tendrá especial cuidado en que no quede aire atrapado en la instalación.

Seguidamente se hará subir la presión en el tubo a velocidad inferior a 0,1 MPa por minuto. Alcanzada la presión de prueba, se cortará la entrada de agua. Se mantendrá la tubería en esa situación durante 15 minutos. La prueba se considerará satisfactoria cuando el manómetro no acuse un descenso superior a:

$$\sqrt{0{,}075\, PN} \qquad (6.2)$$

Si el descenso es superior, se corregirán las pérdidas de agua hasta conseguir la prueba satisfactoria.

Prueba de estanqueidad. Esta prueba debe realizarse para la red completa sometiéndola a la máxima presión estática previsible. Si por alguna causa justificada no fuese posible hacer esta prueba completa se probará por tramos de igual timbraje a la mayor de las siguientes presiones:

— Máxima presión estática prevista en el tramo.
— $P_n/2$.

La prueba se realizará para la tubería o tramos de tubería en orden de servicio con todos sus elementos.

Llena y purgada la tubería, como en la prueba anterior, se elevará la presión lentamente inyectando agua hasta alcanzar la presión de prueba. Se anotará el tiempo, y se comenzará a medir el agua que es necesario continuar inyectando para conseguir que la presión se mantenga en la de prueba.

La duración de la prueba de estanqueidad será de treinta minutos y la pérdida de agua en este tiempo no debe superar:

$$V = 0{,}12\, \Sigma\, L_i D_i \qquad (6.3)$$

Siendo:

V = Cantidad de agua inyectada (litros).
L_i = Longitud del tramo i (m).
D_i = Diámetro interior de la tubería en el tramo i (m).

Si existen fugas manifiestas, aunque no se superen las pérdidas admisibles, deberán ser corregidas para lograr la mayor estanqueidad. Si se superan las pérdidas

admisibles, obligatoriamente se investigarán las causas, se corregirán y se repetirá la prueba hasta lograr valores admisibles.

6.9.2 Ensayos específicos para tuberías de PE en riego localizado

Como se ha dicho anteriormente, las conexiones de muchas piezas especiales, de más uso en las instalaciones de riego localizado, al trabajar a baja presión, consisten en unos manguitos interiores provistos de varios salientes concéntricos. Este tipo de juntas someten a la tubería a un esfuerzo de rotura, debido a esfuerzos multiaxiales ejercidos continuamente por cada saliente, que de hecho suponen un aumento del diámetro de la tubería (Figura 6.1-B). En consecuencia, aparecen roturas longitudinales que pueden progresar a lo largo de toda la longitud de la pieza insertada, rompiéndose, por tanto, la junta. Estas roturas pueden aparecer rápidamente o meses después de realizada la instalación, dependiendo mucho de las condiciones ambientales.

De forma similar, aunque de menor importancia práctica, suelen aparecer roturas en los extremos de tuberías en los que se ha sustituido la instalación de un tapón final por un simple doblez (Figura 6.5-B).

Por su experiencia, la firma Plasto Gvat de Israel ha propuesto un nuevo test para estimar la susceptibilidad de las tuberías de PE a este fenómeno.

El procedimiento es el siguiente:

Las muestras consisten en cinco trozos de tubería, de longitud unas 20 veces el diámetro, doblados por ambos extremos, en forma de «U», en dos planos diferentes, perpendiculares entre sí (Figura 6.7). Cada doblez debe ser forzado al límite hasta que a ambos lados del mismo los tubos permanezcan en contacto y paralelos entre sí, amarrándoles para que permanezcan sujetos durante el test.

En cada doblez se aplica una sustancia tensoactiva del tipo nonil-fenoxi poli (etilenoxi) etanol. (Se recomienda usar Antarox CO-630 de la GAF Corporation,

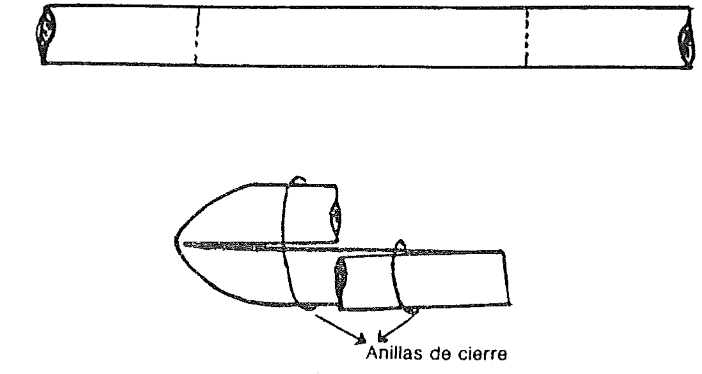


Fig. 6.7 Ensayo de la tubería a los pliegues.

para fines de arbitraje). El reactivo debe conservarse en frasco cerrado y usarlo nuevo cada vez. Las piezas así tratadas se colocan en una estufa con circulación forzada de aire a temperatura de 50 ± 3° C, durante 30 minutos. Como alternativa puede usarse un baño de temperatura constante, en el que las piezas permanezcan sumergidas en el reactivo durante 30 minutos a 50 ± 3° C. En este caso el reactivo debe reemplazarse cada semana.

A continuación se someten las piezas a una cuidadosa inspección visual, para comprobar si se han producido grietas. (Cada extremo de la pieza constituye una muestra independiente). Si sólo se presenta un fallo en los diez extremos, deberá repetirse la prueba con nuevas muestras. Si el número de fallos no supera el 10% la tubería ha pasado satisfactoriamente la prueba.

6.10 Marcado de los tubos

Se marcarán de forma indeleble, como mínimo cada metro de longitud en PE y cada 2 m en PVC, de forma que se indique:

a. Identificación del fabricante o marca comercial.
b. Referencia del material (PVC, PE 32, PE 50A o PE 50B).
c. Diámetro nominal en mm.
d. Espesor nominal en mm.
e. Presión nominal en MPa.
f. Año de fabricación.
g. Referencia a la norma UNE.

7 Automatización

7.1 Generalidades

Los sistemas de riego localizado son, en general, instalaciones fijas formadas por varias unidades de riego que operan consecutivamente con tiempos de aplicación largos y con alta frecuencia. Por tanto, se prestan a una posible programación automática.

Con los equipos existentes actualmente en el mercado se consiguen diversos niveles de automatismo, hasta llegar con el uso de microprocesadores a una programación automática del riego para períodos largos de tiempo, incluyendo la estimación automática de las necesidades de riego. La elección del nivel de automatismo idóneo para cada caso, deberá hacerse en base a criterios técnico-económicos y preferencias del agricultor. También ha de estar de acuerdo con la formación del personal que lo maneja y de las posibilidades de un buen servicio de reparación y repuestos.

El nivel «cero» de automatización consiste en utilizar válvulas de accionamiento manual para dar paso al agua de riego hacia cada una de las unidades. En este caso, el parámetro que se utiliza para controlar el riego es el tiempo o volumen de agua aplicado si se dispone de un contador de líquidos, lo que no es habitual. Incluso en este nivel «cero» de automatización, los riegos localizados exigen mucha menos mano de obra que cualquier otro sistema, con la excepción de determinadas instalaciones fijas o equipos mecanizados de aspersión. La principal actividad del regante consistirá en la recarga de abonos, mantener los filtros limpios, vigilar que los emisores funcionen correctamente y abrir y cerrar válvulas de acuerdo con el programa de riego.

Los progresivos niveles de automatización se centran precisamente en esta última operación, o sea, en la apertura y cierre de válvulas, aunque en los modelos más sofisticados se puede hacer un control automático del funcionamiento de la instalación, así como estimar las necesidades de riego, introduciendo en el programa las órdenes oportunas. En general, pueden establecerse diversas categorías más o menos arbitrarias para clasificar los niveles de automatismo. Aquí estableceremos tres, según Shavitt, 1981.

- Nivel 1. En este nivel cada válvula o serie de válvulas debe ser puesta en marcha antes de cada ciclo de riego.
- Nivel 2. En este nivel la válvula o conjunto de válvulas repiten el ciclo de riego automáticamente.
- Nivel 3. Es el nivel de automatismo total en base a microcomputadores.

7.2 Parámetros de control

Para el control automático de las instalaciones, cada unidad de riego dispone de una o varias válvulas, que, accionadas por distintos mecanismos que posterior-

mente se explicarán, cierran cuando ha pasado un determinado volumen de agua, o tras un determinado tiempo de funcionamiento, siendo estos dos parámetros de control los habituales.

7.2.1 Automatización por tiempo

En este caso, las válvulas que controlan cada unidad de riego cierran cuando ha pasado un determinado tiempo de funcionamiento.

7.2.2 Automatización por volúmenes

Es el sistema más recomendable para riego localizado en explotaciones de pequeña dimensión, ya que una misma instalación puede suministrar volúmenes de agua diferentes en un mismo tiempo de funcionamiento, al variar el caudal como consecuencia de múltiples circunstancias, como pueden ser: cambios de temperatura, variaciones en la presión de entrada del agua en el sistema, colmatación de los filtros, roturas, obturaciones, etc. Por tanto, el control por volúmenes supone mayor seguridad en el manejo de sistemas de riego.

7.2.3 Otros parámetros de automatización

En algunos casos, la apertura y cierre de las válvulas puede hacerse en función de valores alcanzados por parámetros indicadores del estado del agua en el suelo

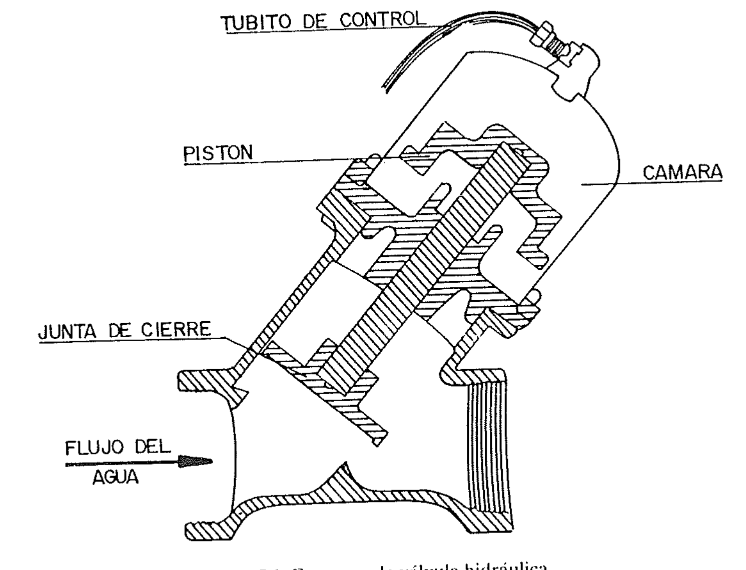


Fig. 7.1 Esquema de válvula hidráulica.

y/o en la planta, como potencial del agua en el suelo, o temperatura de hoja. A veces se automatiza en base a parámetros micrometeorológicos, el caso más frecuente es la altura de agua en un tanque evaporimétrico. También existen prototipos, diseñados para regar en base a radiación global, temperatura, humedad del aire, etc.

En realidad, hoy en día, las limitaciones no son del tipo instrumental, sino del conocimiento de la influencia de los posibles parámetros al nivel necesario para permitir utilizarlos en la práctica del riego en los diversos cultivos.

En la mayoría de los casos estos parámetros sólo sirven para poner en funcionamiento el riego, que se para por un control de tiempo o volumen.

7.3 Modo de operación

En lo que se refiere a los mecanismos utilizados para ordenar la apertura y cierre de válvulas podemos clasificar los automatismos en tres tipos:

Hidráulicos. En este caso las válvulas actúan por señales de presión de agua transmitidas a través de tubo de PE de pequeño diámetro (4-6 mm). Normalmente controlan volumen.

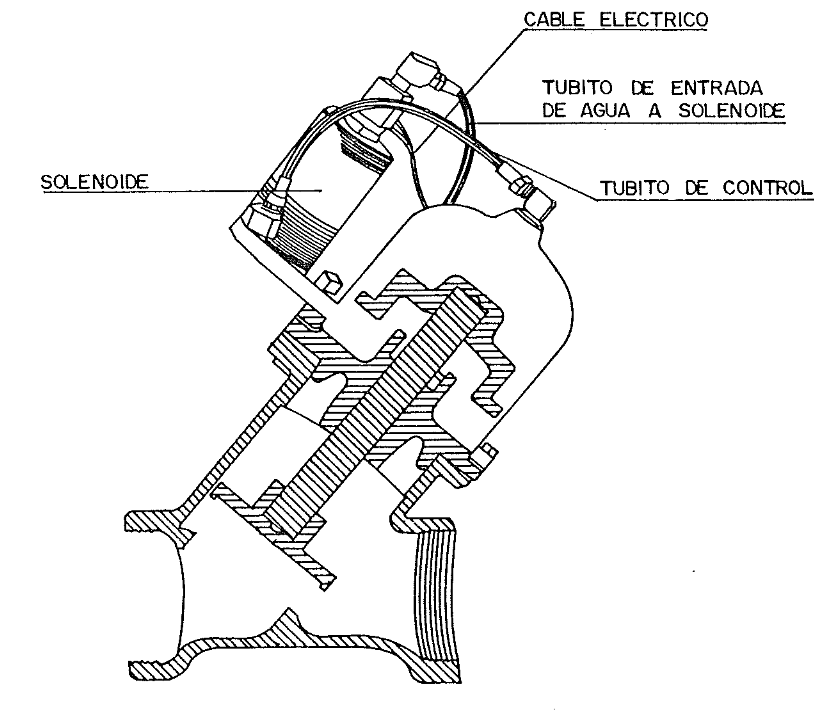


Fig. 7.2 Esquema de válvula solenoide.

Eléctricos y/o electrónicos. Las válvulas actúan bajo excitación magnética creada por solenoides al recibir impulsos eléctricos. Normalmente controlan tiempos.

Mixto. En éstos se combinan ambos tipos.

7.4 Automatismo hidráulico

7.4.1 Componentes

Los componentes utilizados en este tipo de automatismos son:

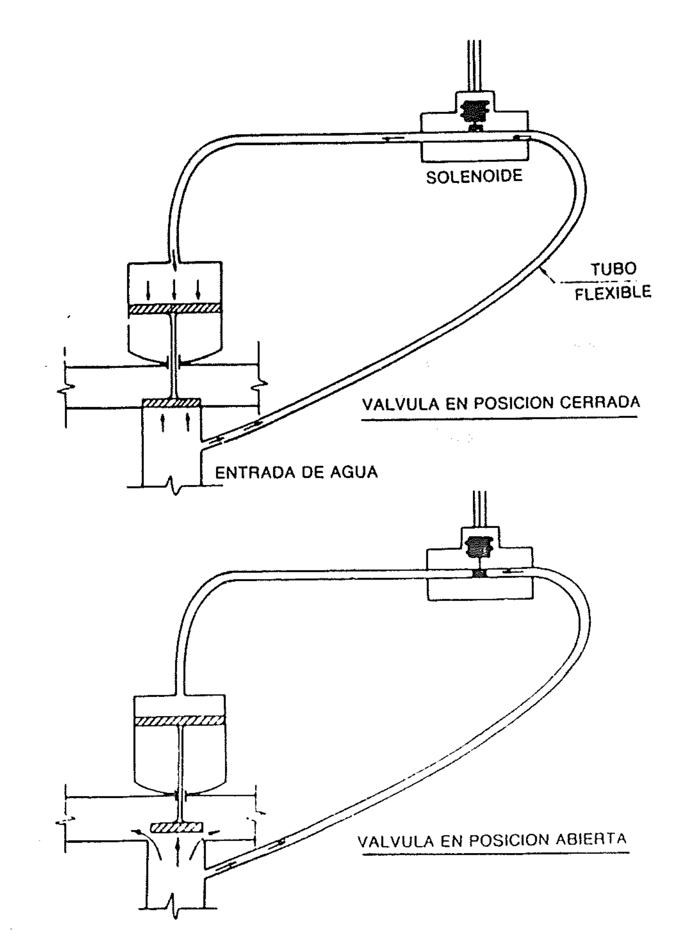


Fig. 7.3 Esquema de válvula solenoide.

7.4.1.1 *Válvulas hidráulicas*

Son mecanismos que interrumpen el paso del agua por medio de un pistón o un diafragma que cierra la salida. El pistón o diafragma actúa mediante la presión trasmitida por una señal hidráulica. Existen dos tipos:

a. *Normalmente abiertas*: cierran al recibir la señal hidráulica. El agua entra por el tubito de control a la cámara (Fig. 7.1) y crea una presión hacia abajo de igual magnitud a la existente en la red. Sin embargo, la fuerza de empuje es mayor en el diafragma que en la junta de cierre, por tener una mayor superficie, el pistón baja y se produce el cierre.

b. *Normalmente cerradas*: abren al recibir la señal hidráulica. En este caso, el proceso es análogo al anterior, pero el agua de control entraría a la cámara inferior del diafragma y, por tanto, el empuje sería hacia arriba abriendo la válvula.

Para facilitar su instalación se fabrican con distintos tipos de acoplamientos: rectas, en «t», en codo, etc. y en una amplia gama de diámetros (1"-16").

7.4.1.2 *Válvulas volumétricas*

Constan de un contador de agua tipo Woltmann y una válvula hidráulica o mecánica, esta última sólo para diámetros pequeños (normalmente hasta ϕ 1"), conectados entre sí.

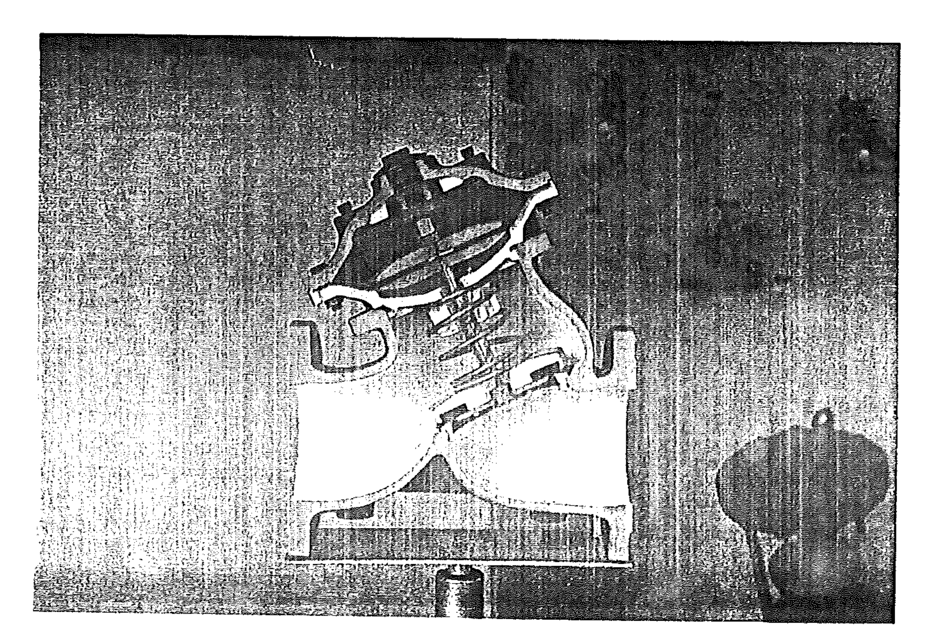


Foto 7.1 Válvula hidráulica.

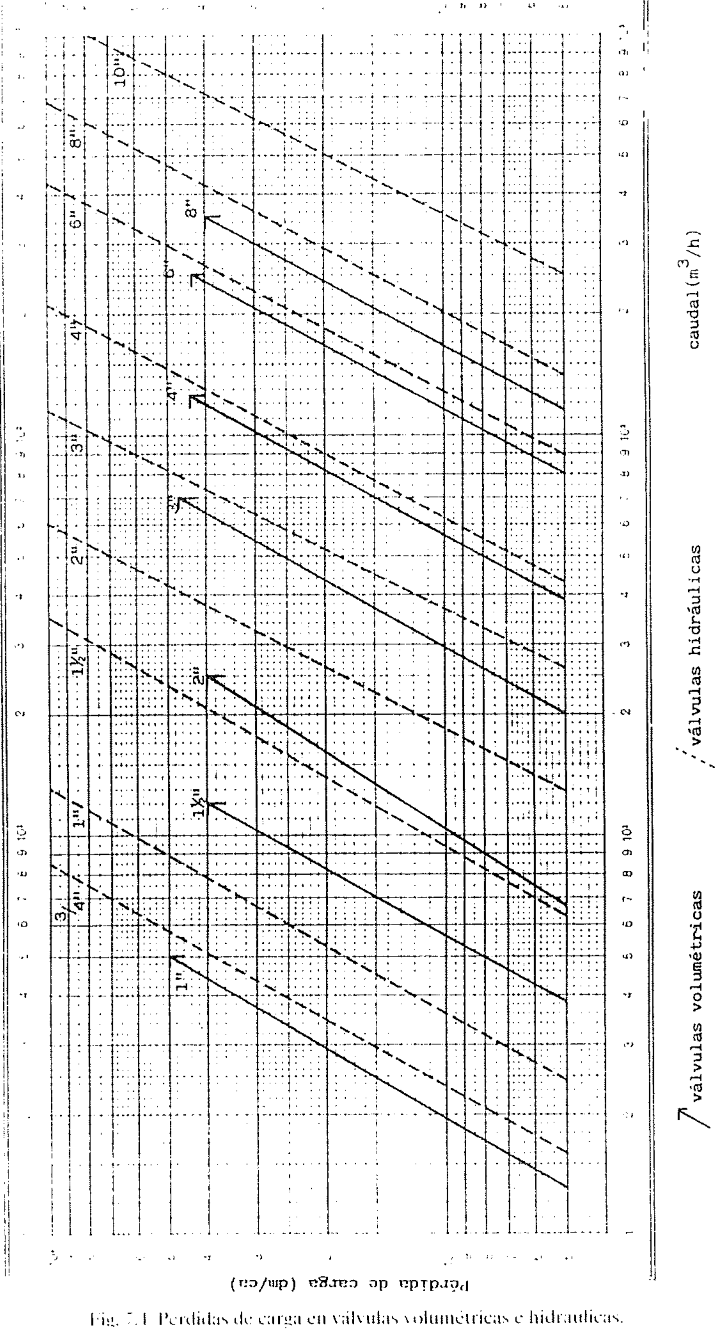


Fig. 7.1 Pérdidas de carga en válvulas volumétricas e hidráulicas.

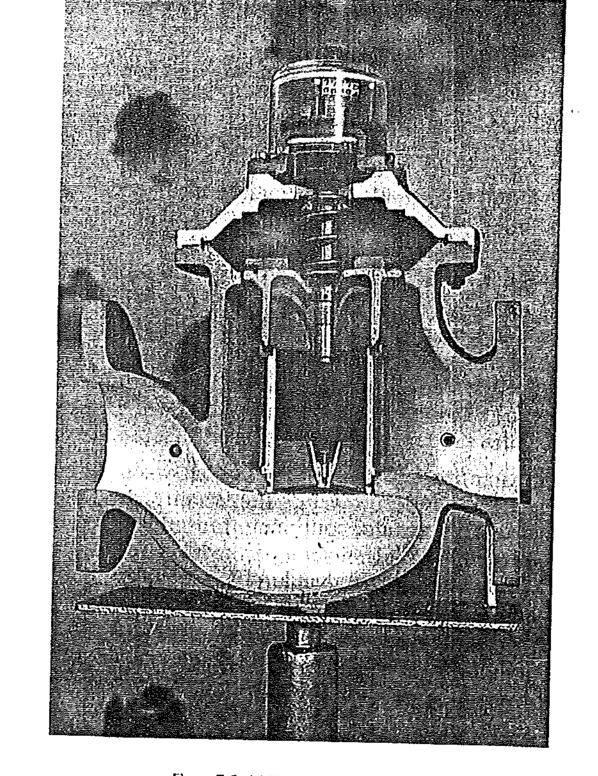


Foto 7.2 Válvula volumétrica.

La válvula se pone en funcionamiento cuando se gira a mano un dial en el que se marca el volumen de agua deseado. Cuando el contador ha medido esa cantidad y el mando ha vuelto a cero, se transmite una señal a la válvula hidráulica o mecánica que corta el flujo de agua.

La cantidad de agua puede ser rectificada cuando la válvula está ya en funcionamiento y cerrada manualmente cuando se desee. El funcionamiento de esta válvula no es afectado por fluctuaciones de presión en la tubería. La mayoría de los modelos incorporan un mecanismo totalizador que registra el volumen total de agua que ha pasado por la válvula en riegos sucesivos. La gama de diámetros es un poco inferior a la de las válvulas hidráulicas, llegando hasta diámetros de 10". Normalmente, el contador y la válvula hidráulica suelen integrarse en un único cuerpo, sin embargo, también se pueden encontrar volumétricas con ambos mecanismos por separado, conectados mediante una válvula multivías.

El error en la medida del volumen de agua que ha pasado se cifra en ± 2% de la capacidad máxima del dial. Por tanto, es importante elegir el dial adecuado, den-

tro de la gama de fabricación, para cometer un error tolerable según la magnitud de la dosis de riego que se pretenda aplicar.

Tanto para las válvulas volumétricas como para las hidráulicas, el fabricante, para cada diámetro, deberá suministrar el ábaco de pérdidas de carga con relación al caudal como el que se presenta en la Figura 7.4, así como las presiones y caudales máximos y mínimos de trabajo. La presión mínima de trabajo suele ser del orden de 1,2 kg/cm^2, y la máxima de unos 10 kg/cm^2. Es interesante conocer el tiempo de cerrado, para estimar el golpe de ariete que puede producirse en la instalación.

7.4.1.3 *Válvulas multivías. Válvulas antitopográficas*

Las válvulas volumétricas e hidráulicas, como posteriormente veremos, se conectan entre sí en los automatismos de tipo secuencial hidráulico. Las conexiones se realizan con tubito de PE y en ellas cuando sea necesario cambiar la dirección de las señales (flujo del agua) se utilizan pequeñas válvulas de 3 a 5 vías que envían señal hidráulica por una u otra salida, en función de la entrada por la que les llegue.

Se llaman válvulas antitopográficas aquellas que sirven para drenar los tubitos que conectan válvulas con un desnivel importante entre ellas, para evitar que queden llenos de agua y que, por tanto, continúen transmitiendo presión, una vez que ha cesado la señal hidráulica. El desnivel a partir del cual es necesario instalar una válvula antitopográfica deberá ser indicado por cada fabricante, pero, como idea aproximada, estas válvulas son necesarias cuando el desnivel (m) $\geq 0,4 *$ presión de agua en la red (mca).

Algunos fabricantes construyen válvulas de tres, cuatro o cinco vías que funcionan, además, como antitopográficas.

7.4.2 Niveles de automatismo

El más elemental consiste en instalar válvulas volumétricas independientes. En este caso, el riego se realiza válvula a válvula abriendo manualmente y cerrando automáticamente, en cuyo momento se procede a abrir otra. No hay ninguna limitación en cuanto al orden de apertura de las válvulas.

Un segundo nivel de automatismo es el riego secuencial hidráulico, en él las válvulas volumétricas van conectadas entre sí, de forma que la apertura es manual y simultánea para todas ellas. Mientras riega la primera, envía una señal que mantiene cerradas a las demás. Cuando finaliza el riego de la primera, se abre automáticamente la segunda, manteniendo las demás cerradas, y así sucesivamente. En este tipo de automatismo, una vez fijado el orden de riego de las válvulas y hechas las conexiones oportunas no puede alterarse dicho orden sin proceder a una nueva conexión. En cambio, sí es posible suprimir el riego en algunas de las válvulas. Al fijar el orden de riego de las válvulas, debe tenerse presente que es conveniente que operen primero las situadas en puntos de más presión. En general son las más próximas al cabezal, aunque en fincas con desniveles importantes podrían ser las más alejadas.

Una limitación en este tipo de automatismos es la distancia (unos 200 m), a la cual la señal es tan débil que produce un mal funcionamiento de los mecanismos

hidráulicos. Una válvula multivía puede utilizarse para reforzar esta señal, tomando presión directamente de la red, en aquellos puntos donde convenga. Con este procedimiento, hoy en día se ha eliminado esta limitación.

Otro problema lo constituye el desnivel que en ciertos casos mantiene suficiente presión dentro del tubito de PE, aunque haya cesado la señal. En estos casos, se instalan válvulas antitopográficas que permiten drenar el tubito.

Un inconveniente importante de estos sistemas lo constituye el que se produzcan fugas de agua importantes en los tubitos, que impiden que llegue la señal hidráulica con suficiente presión. Localizar estas fugas puede llegar a ser difícil en algunas instalaciones. Esto debe tenerse presente en el diseño para hacer el trazado de los tubitos, por sitios de fácil localización y debidamente protegidos.

Cuando el caudal de la unidad supera el máximo admitido por una válvula volumétrica, en lugar de aumentar su número o el diámetro suele ser más económico asociarle una o varias válvulas hidráulicas que toman agua directamente de la red principal y abren y cierran comandadas por la volumétrica y al mismo tiempo que ella. A este tipo de instalación se le denomina «con satélites». En la Figura 7.5 se presenta un esquema de este automatismo.

En él se suponen tres unidades de riego: la número 1, controlada por una volumétrica con una hidráulica, normalmente abierta, asociada. La unidad número 2, sólo tiene válvula volumétrica, y la número 3 está controlada por una volumétrica y una hidráulica, normalmente cerrada. La secuencia de riego será 1-2-3. La volumétrica número 1 se conecta secuencialmente a través de válvulas multivías a la volumétrica número 2 y ésta a la número 3. La 1 se conecta a su hidráulica, a través de válvula multivía, de manera que mientras riega la volumétrica 1, la hidráulica no recibe presión y, por tanto, estará abierta y cuando cierra la volumétrica 1 la hidráulica recibe presión y, por tanto, se mantiene cerrada.

La hidráulica, asociada a la volumétrica puede conectarse: o bien a través de una multivía a su volumétrica, o bien directamente (caso de la Figura 7.5) a un punto de la red (2) aguas abajo de la volumétrica. En este último caso, cuando la volumétrica está cerrada el punto (2) no tiene presión y, por tanto, la hidráulica permanecerá cerrada, cuando la volumétrica se abre, la presión del punto (2) se transmite a la hidráulica abriéndola. Al finalizar el riego se disipará la presión en el punto (2), cerrándose la hidráulica.

Con las distancias, señaladas en la Figura 7.5, entre las volumétricas 2 y 3, habrá que reforzar la señal hidráulica tomando presión directamente de la red (1) a través de una válvula multivía.

7.5 Automatismo electrónico

7.5.1 Componentes

Los componentes utilizados en este tipo de automatismo son:

Válvulas solenoides. Son mecanismos que abren o cierran el paso del agua actuando por excitación eléctrico-magnética. Esta señal les llega por un cable eléctrico.

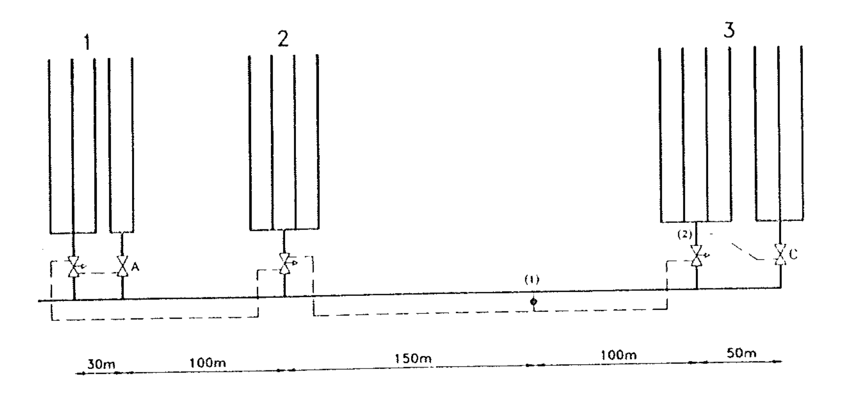


Fig. 7.5 Automatismo secuencial hidráulico.

En realidad, sólo en las válvulas de muy pequeño diámetro (inferior a 3/4") el solenoide actúa directamente sobre el mecanismo que abre o cierra el paso de agua por la tubería. En los demás casos, la válvula solenoide abre o cierra el paso de agua en un pequeño circuito, que es el que envía las señales a una válvula hidráulica del mismo tipo de las anteriormente descritas. No obstante, frecuentemente se denomina «válvula solenoide» al conjunto «válvula solenoide + válvula hidráulica». Actualmente muchos fabricantes ofrecen la misma válvula preparada para trabajar como hidráulica o como solenoide si se le añade el elemento eléctrico correspondiente (Figura 7.2).

Programadores de control por tiempo. Constan fundamentalmente de un reloj que mide tiempo y de un conjunto de mandos e interruptores que permiten fijar a voluntad el orden de apertura y cierre de las válvulas solenoides y la duración del riego en cada una de ellas, así como los ciclos de riego durante períodos más o menos largos, generalmente una o dos semanas. Estos instrumentos necesitan energía eléctrica y algunos modelos vienen preparados para operar con baterías. Estos programadores realizan el arranque y parado de bombas eléctricas, tanto para impulsión del agua de riego, como para inyección de fertilizantes.

Existen modelos pequeños sólo para el control del ciclo de riego que se venden incorporados a las propias válvulas solenoides y que en algunos casos permiten conectarlas entre sí, para riego secuencial, sin necesidad de programador central.

Programadores de control por volumen. Tratando de compaginar las ventajas del automatismo hidráulico y el electrónico han surgido éstos. En ellos el control se realiza por volúmenes, en lugar de programar por tiempo. La dosis de riego se controla a través de pulsos eléctricos, asociando cada pulso a un determinado volumen

de agua medido por medio de un contador que envía señales al programador cada vez que el indicador correspondiente mide una vuelta completa, cerrando un circuito eléctrico a través de un electroimán.

7.5.2 Niveles de automatismo

Con estos programadores pueden conseguirse niveles de automatismo muy superiores a los del tipo hidráulico, pues no sólo permiten establecer la secuencia de riego y la dosis para cada unidad, sino que se puede automatizar la decisión de regar e incluso la dosis de riego a aplicar en cada unidad, en función de una serie de parámetros medidos a través de sensores colocados en el cultivo y que envían las señales correspondientes al programador central, que arranca y para el grupo de impulsión si fuese necesario.

Con estos sistemas, al enviar señales eléctricas no hay limitaciones de distancia, ni topográficas como en el caso de los hidráulicos. Incluso existen en el mercado sistemas para el telemando de electroválvulas mediante FM que permiten cubrir distancias de varios kilómetros. Como inconveniente frente a aquéllos destaca la necesidad de una fuente de energía y el tratarse de mecanismos en general más complicados.

7.6 Automatismos por microcomputadores

Con los recientes avances en el campo de los microprocesadores se consiguen unidades muy compactas a precios interesantes para uso en agricultura y con posibilidades prácticamente ilimitadas, que permiten alcanzar el nivel de automatismo que en el cuadro que se incluye al final del capítulo se denomina total.

Con este tipo de automatismos, se consigue un avance cualitativo interesante, como es la posibilidad de controlar el funcionamiento hidráulico de la instalación a través de sensores de presión y flujo que detiene el riego cuando registran valores superiores o inferiores al rango previamente fijado. Control permanente de parámetros meteorológicos como temperatura, humedad del aire, insolación, viento, tensión del agua en el suelo, control sobre la aplicación de fertilizantes y pesticidas, etcétera.

El control de riego se hace a través de volúmenes medidos en un contador que envía pulsos al programador, tal y como se ha explicado anteriormente. En función de los volúmenes medidos, éste abre y cierra válvulas solenoides instaladas en el campo, si se dispone de energía eléctrica, o a través de válvulas hidráulicas sí, como sucede frecuentemente, no se dispone de energía eléctrica. Estas válvulas hidráulicas son controladas por pequeñas válvulas solenoides piloto, situadas en las proximidades del microcomputador.

Estos equipos instalados con solenoides piloto son de bajo consumo y se alimentan mediante pilas secas ordinarias, aun disponiendo de energía eléctrica para evitar los inconvenientes de un corte de fluido.

Se pueden distinguir varios tipos de estructuras para estos automatismos:

1. La más sencilla consiste en la llamada *unidad autónoma de campo*. Se instala en el campo, próxima a la fuente de agua, y consiste en una unidad compacta y

preparada para soportar las condiciones de intemperie, que realiza todas las funciones de control, con ciertas limitaciones impuestas por la capacidad del microprocesador que lleva instalado. En general constan de un panel con una pequeña pantalla, que permite introducir el programa de riego y abonado, conocer su nivel de ejecución en cualquier momento y según modelos, ofrece algunas funciones adicionales como información de anormalidades sucedidas, que generalmente en base a sensores de caudal, pueden suspender el riego si éste aumenta o disminuye sobre los límites previamente fijados, etc.

2. *Centro de control con unidades de campo.* Tienen tres componentes básicos:

a. El centro de control. En él está el computador con su pantalla y varios accesorios opcionales como, impresoras, plano de instalación de riego, unidad de discos o cintas, equipos de comunicación, etc. En él se introduce el programa y se recoge la información procedente del campo, que es analizada, procesada y registrada.

b. Unidades de campo, en este caso no autónomas, contienen los componentes electrónicos necesarios para ejecutar las instrucciones recibidas desde el centro de control activando las válvulas, inyectores de fertilizantes, motores, sensores de todo tipo, etc. conectados a cada una de ellas, transmitiendo a su vez el centro de control la información recogida del campo a través de los diversos sensores.

c. Sistema de comunicación entre el centro de control y las unidades de campo, generalmente mediante un único cable cuando éstos son capaces de identificarse con el correspondiente código.

3. *Centro de control con terminales.* Las unidades de campo, como en el caso anterior, están conectadas a una terminal donde se introduce el programa de riego

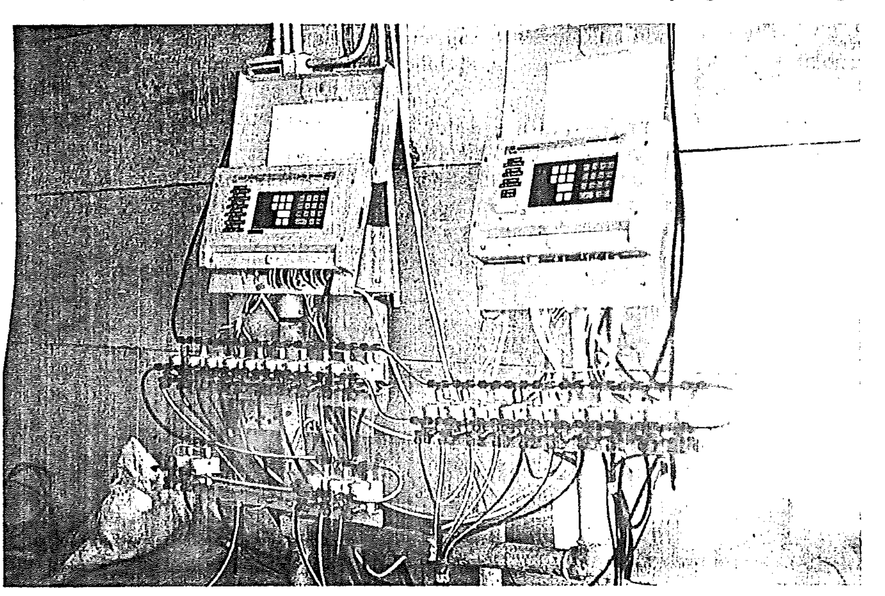


Foto 7.3 Automatismo electrónico. Unidad autónoma de campo con control electro-hidráulico.

y se recibe la información proveniente del campo. Sin embargo, el Centro de control, donde se analiza y procesa la información, es común para varios terminales, aunque cada terminal maneja el riego de las unidades de campo a él conectadas.

4. *Unidad central jerarquizada.* En este tipo varios centros de control que operan independientemente, están también sujetos a un control por una unidad central que puede controlar algunas funciones, dando instrucciones de máxima prioridad para los centros de control a ella conectados.

7.7 Fertilización en sistemas automatizados

El uso de tanques de fertilización en sistemas de riego automatizados es muy restringido. Como se explicó en el capítulo correspondiente, la concentración de la solución que inyectan estos aparatos varía con el tiempo y, por tanto, las unidades que riegan al final reciben menor cantidad de abonos que las primeras. Aunque la variación de la concentración con el tiempo puede disminuirse mediante los métodos ya explicados (disminución del caudal a través del tanque, aumento del volumen del tanque, conexión de tanques en serie, tanques de desplazamiento, etc), los resultados no suelen garantizar una buena uniformidad de fertilización. La alterna-

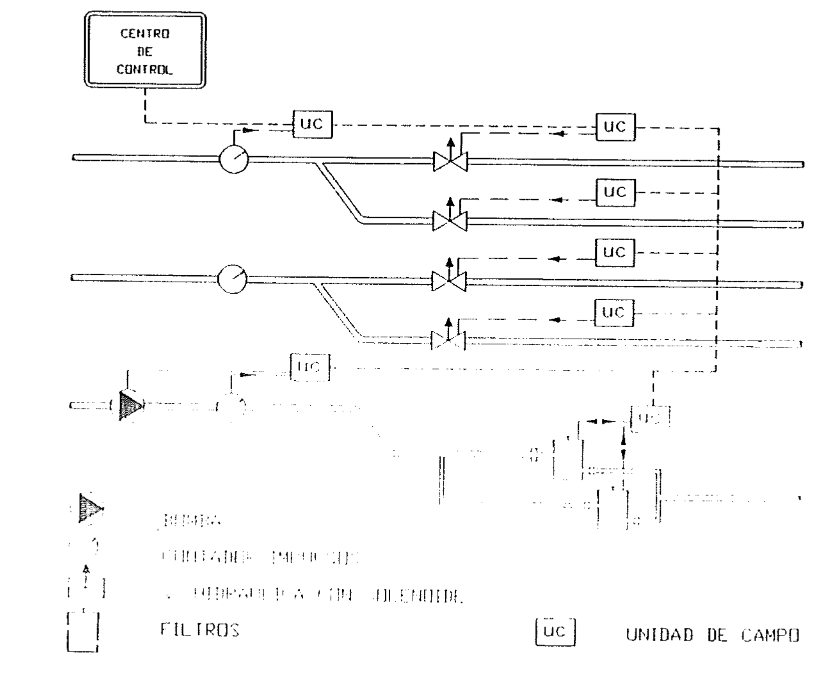


Fig. 7.6 Esquema de automatización mediante centro de control y unidades de campo.

tiva sería colocar un tanque por unidad de riego lo cual es caro y en muchos casos exige mucha mano de obra de preparación de los abonados.

El uso de inyectores simplifica el problema. Si las unidades de riego son similares en caudal o en número de plantas, pueden usarse inyectores no proporcionales. Las variaciones admitidas dependerán de la precisión deseada en el reparto de abonos. En general, aconsejamos, dado el conocimiento sobre las necesidades de fertilizante que se posee para la mayoría de los cultivos, admitir variaciones hasta un ± 5% sobre la unidad de riego media. Esto es importante y debe tenerse en cuenta en el momento de diseñar las unidades de riego, pues de lo contrario, habrá que recurrir a inyectores proporcionales al caudal que suelen ser mucho más caros.

En el caso de automatismos electrónicos y mixtos no se presentan las limitaciones anteriores, pues los programadores normalmente permiten aplicar a voluntad diferentes dosis de fertilizantes a las unidades de riego.

7.8 Resumen

En el siguiente cuadro se resumen las características de los diversos niveles de automatismo y modos de operación.

Tabla 7.1 Resumen de sistemas de automatismo

Nivel de automatismo	Parámetro de control	Modo de operación	Comienzo del riego	Orden de marcha	Cambio de orden de marcha	Cambio de dosis de riego	Arranque (A) Parada (P) de bombas	Tipo de fertilizador
Cero	Tiempo o volumen	Manual	Apertura manual	Cualquiera	Sin limitaciones	Cambiar tiempo	A - Manual P - Posible automatismo	Cualquiera
Uso (parcial)	Volumen	Hidráulico	Apertura manual	Cualquiera	Sin limitaciones	Ajuste del dial de la volumétrica	Idem	Cualquiera
Uno (secuencial)	Volumen	Hidráulico	Apertura manual	Fijo	Cambiar conexiones hidráulicas	Ajuste manual dial de la volumétrica	A = Manual P = Automát.	Inyectores
Dos	Tiempo	Eléctrico o electrónico	Programación horaria	Cualquiera	Sin limitaciones	Ajuste de tiempo	A = Automát. P = Automát.	Inyectores
Tres (total)	Tiempo, volumen u otros	Micro-computadoras	Programación horaria o con sensores	Cualquiera	Sin limitaciones	Ajuste de tiempo, volumen o de sensores	Idem	Inyectores

Segunda parte

Diseño y manejo agronómico

José Manuel Hernández Abreu

8 Diseño de una instalación de riego localizado

8.1 Introducción

El diseño de una instalación de riego es el primer eslabón de una cadena, que continúa con la ejecución de la instalación y posteriormente con las prácticas de manejo y conservación. Como en el caso de una cadena, el límite de la fortaleza del conjunto vendrá determinado por el eslabón más débil. En consecuencia el diseñador del riego aporta una tarea muy compleja y de alta responsabilidad, que entre los numerosos factores a considerar, debe incluir previsiones sobre los procesos subsiguientes de instalación, manejo y conservación, en especial respecto a la capacidad técnica del personal que va a realizar dichas operaciones.

Así pues, la clave para un buen diseño consiste en establecer de la forma más precisa posible las prestaciones que posteriormente se le exigirán a la instalación.

En segundo lugar deben conocerse los parámetros que determinan las restricciones a que debe someterse el proyecto, como geometría del terreno, tipo de suelo, localización, cantidad y calidad del agua disponible, tipo y ubicación de la energía, posibles restricciones o limitaciones legales, etc.

Con estos objetivos a cubrir y los datos de partida, el diseñador debe realizar una serie de estudios y análisis, a menudo en un proceso iterativo, que le lleve a proyectar una instalación optimizada en su relación costo/prestaciones, entendiendo por éstas no las máximas posibles, sino las necesarias para alcanzar los objetivos establecidos. Este proceso se denomina **Diseño de la instalación.**

Durante el diseño deben tenerse en cuenta entre otros los siguientes aspectos:

— *Costo de los materiales y de su montaje.* En este punto debe considerarse no sólo el costo inicial de los materiales sino el de su conservación y los inducidos en el manejo a lo largo de la vida útil de la instalación. Por ejemplo, en el caso de decidir entre válvulas manuales o automáticas no debe considerarse únicamente el costo de adquisición e instalación, sino comparar los costos de operación y conservación de uno y otro tipo, durante los años de vida útil.

— *Adecuación de los productos a las prestaciones requeridas para las condiciones de trabajo de la instalación.* En este aspecto debe tenerse en cuenta que en algunos casos no se dispone de suficiente información de los fabricantes que permitan adoptar decisiones basadas en criterios objetivos, por lo que el diseñador debe usar con las debidas precauciones criterios subjetivos derivados de su propia experiencia.

— *Vulnerabilidad de los materiales,* tanto frente a acciones involuntarias (accidentales) como voluntarias (vandalismo). Es un criterio que frecuentemente no se tiene en cuenta en el proceso de análisis y que debe hacerse, tanto para la elección del material, como para diseñar los elementos de seguridad adecuados.

— *Compatibilidad entre los diversos materiales seleccionados.* Esto es importante en los sistemas de riego localizado ya que la fabricación de la mayor parte de los componentes no está regulada en muchos países por normas o están-

dares de obligado cumplimiento, caso especialmente frecuente en acoples y piezas especiales.

— *Mantenimiento.* Aunque los materiales se utilicen en el rango de condiciones de trabajo señalado por el fabricante, necesitan de un mantenimiento cuyo coste debe evaluarse, así como la facilidad para obtener los repuestos y el personal especializado.

— *Versatilidad de los materiales y del sistema.* Aunque se ha insistido en la importancia de fijar claramente las prestaciones a exigir a la instalación, es frecuente que con el transcurso del tiempo se deseen introducir algunas modificaciones, las más frecuentes son las que se refieren a los cultivos o al espaciamiento entre plantas. Por ello, debe diseñarse el riego y elegir los materiales de forma que se disponga de cierta flexibilidad operativa.

En el Figura 8.1 se representa esquemáticamente el proceso a seguir para el diseño de una instalación de riego localizado.

Los datos de partida se presentan dentro de cuadros rayados y se consideran como tales: cultivo, suelo, características del agua, clima y topografía.

Otros datos son opcionales y se deben fijar en base a criterios técnico-económicos y a las preferencias del usuario. Estos son: eficiencia teórica de aplicación, prácticas de cultivo, tipo de emisor, disposición de laterales, tiempo disponible de riego y grado de automatización.

El resto de los recuadros son etapas del proceso obtenidas mediante cálculos o ensayos de campo y laboratorio.

El proceso se ha dividido en dos fases:

Diseño agronómico del riego, que ha de garantizar que la instalación es capaz de suministrar, con una eficiencia de aplicación óptima, las necesidades hídricas del cultivo durante el período de máximo consumo, consiguiendo, además, mojar el volumen de suelo suficiente para su adecuado desarrollo y un efectivo control de sales. La finalidad de esta fase es obtener los siguientes parámetros:

a. Caudal y número de emisores por planta o unidad de superficie.
b. Tiempo de aplicación.
c. Necesidades totales de riego.

Con estos datos se entraría en el:

Diseño hidráulico de la instalación, cuya finalidad es conseguir el dimensionado óptimo de las conducciones para satisfacer las exigencias establecidas en la fase anterior.

8.2 Descripción del proceso de diseño

Aunque la discusión en detalle de cada uno de los pasos del proceso será objeto de los capítulos siguientes, se describe a continuación, de forma resumida, su desarrollo global, con el fin de obtener una idea de conjunto que permita, posteriormente, situar cada uno de los epígrafes dentro del contexto general.

El método de diseño que aquí se expone, fue desarrollado a finales de los años setenta y tal vez su aspecto más novedoso consistía en la introducción del llamado

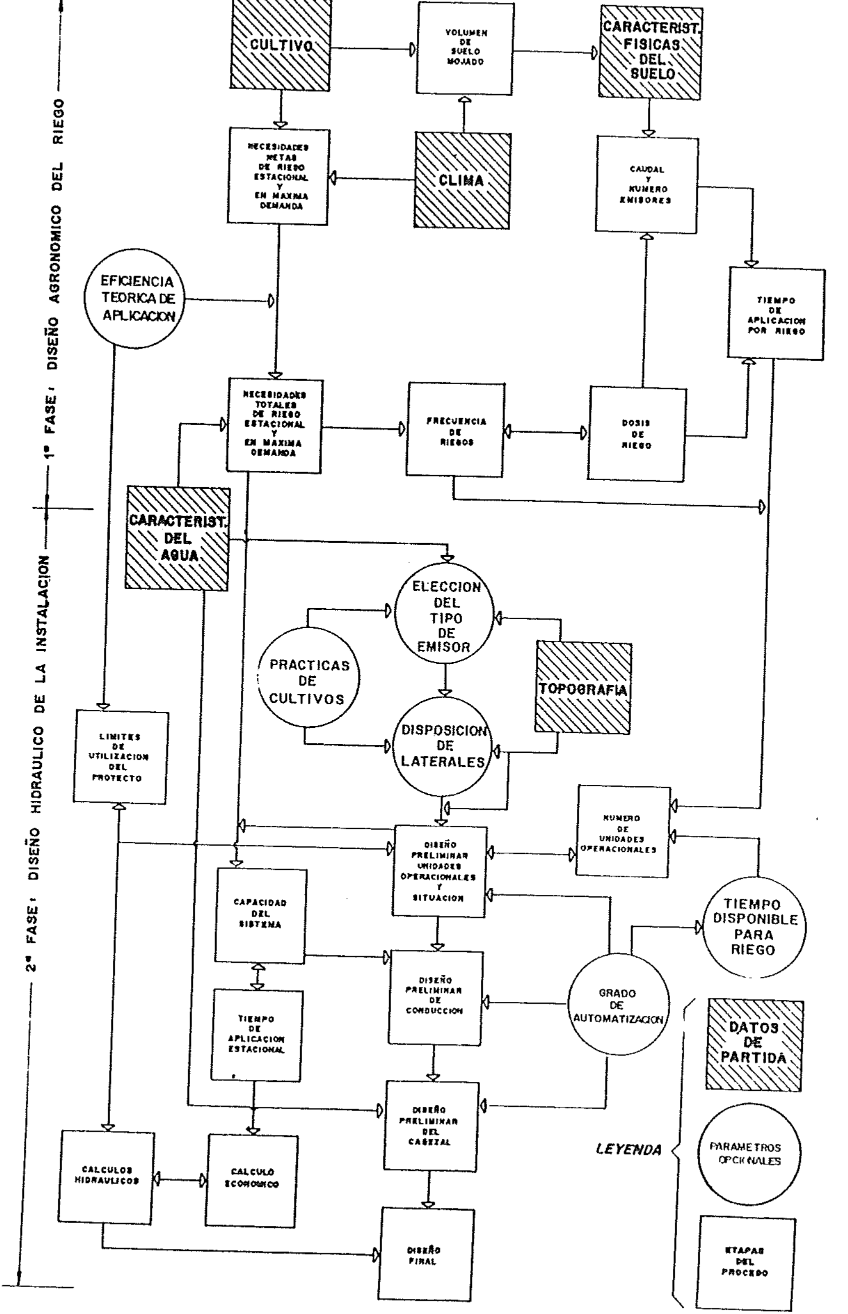


Fig. 8.1 Proceso general de diseño.

diseño agronómico. A diferencia de los normales al uso en la época que sólo dedicaban alguna atención a la determinación de las necesidades de riego, en este método se contemplan todos los parámetros necesarios para prever que la instalación pueda manejarse de la forma más eficiente posible.

Es evidente que cuanto más se ajuste a la realidad el programa de necesidades y requisitos con que el diseñador trabaja, más sencillo será el posterior manejo de la instalación y mejores sus resultados. Por otra parte, cuanto mayor sea el número de situaciones y posibilidades diferentes que el programa contemple, mayor será la polivalencia de la instalación, pero también su coste. Por esto es tan importante, para obtener una buena relación calidad/precio, que los objetivos y los llamados parámetros opcionales se fijen tras informar minuciosamente a los usuarios de las distintas posibilidades y discutir detalladamente las ventajas e inconvenientes para las condiciones en que deben operar los equipos.

8.2.1 Diseño agronómico del riego

La capacidad de la instalación debe ser suficiente para satisfacer las necesidades del cultivo en la estación de máxima demanda. Por tanto, será ésta la cifra a estimar en base al tipo de cultivo y a los parámetros climáticos. También éstos permiten estimar el volumen mínimo de suelo que ha de mojarse para garantizar una eficiente nutrición hídrica y mineral.

En cada caso el número de emisores y el caudal serán diferentes en función de las propiedades físicas del suelo y de la dosis de riego a aplicar. La eficiencia de riego es muy sensible a este parámetro si el número de emisores es excesivamente bajo, pretender aplicar dosis de riego altas implicaría importantes pérdidas por percolación. Si el número de emisores es alto la eficiencia aumenta notablemente pero también lo hace el costo de la instalación, Así pues, determinar el número adecuado de emisores, su caudal y su correcta disposición es tal vez el aspecto más importante de esta fase del diseño.

Aunque para determinar las necesidades de riego se utiliza una estimación de la eficiencia de aplicación, en el cálculo hidráulico se usa un componente de la misma, que es la uniformidad de aplicación. Esta debe establecerse en base a criterios agronómicos, como es la respuesta del cultivo a la aplicación de riego, o de otra manera, la función de producción respecto al riego y a criterios económicos, como costo y disponibilidad del agua.

Debe insistirse en que la uniformidad de aplicación es un medio y no un objetivo en sí misma. En general, una mayor uniformidad está asociada a un mayor costo por lo que una innecesariamente alta que no produzca beneficios en el cultivo, solamente servirá para deteriorar la relación calidad/precio del sistema.

Por otra parte, la tolerancia del cultivo a la salinidad y la calidad del agua de riego pueden hacer necesario incrementar las necesidades netas de riego con alguna fracción de lavado. Finalmente, esta cantidad debe mayorarse con la uniformidad de aplicación si queremos garantizar que las plantas que menos agua reciban dispongan de suficiente cantidad para satisfacer las necesidades estimadas. Se obtienen así las necesidades totales de riego.

Para suministrar estas necesidades de riego podemos elegir varias combinaciones de dosis y frecuencia que habrá que tantear en unión del caudal de los emisores, a fin de determinar qué número de ellos se necesitaría para conseguir el volumen de suelo mojado adecuado.

A veces es necesario realizar algunas modificaciones en las prácticas de cultivo para permitir una mayor eficiencia en el manejo del riego localizado. Estas modificaciones, en general de menor entidad, se refieren al marco de plantación, mecanización de ciertas labores, etc. Asimismo debe prestarse especial atención a los estados juveniles en los frutales y a los de postsiembra en cultivos herbáceos.

Por otra parte, la forma que presentan las zonas mojadas, suministrará elementos de juicio para elegir la disposición de laterales más correcta.

Una vez fijado el número de emisores, su caudal y la dosis de riego a aplicar, podemos calcular el tiempo de aplicación, con lo que habrá finalizado esta fase del diseño.

8.2.2 Diseño hidráulico de la instalación

En esta fase, además de los datos calculados en la anterior, intervendrá un nuevo dato de partida (topografía) y varios parámetros opcionales que se basan en criterios técnico-económicos y en preferencias del usuario.

Por una parte, la topografía, las características del agua y las prácticas de cultivo, influirán en la elección del tipo de emisor y en la disposición de los laterales.

Naturalmente esta elección se hará también teniendo en cuenta las preferencias del usuario, precio, características hidráulicas y durabilidad del emisor, sensibilidad a la obturación y temperatura, etc. También se establecerá mediante criterios técnico-económicos y de preferencia del usuario el tiempo disponible para riego y el grado de automatización. Con este dato, el tiempo de aplicación y la frecuencia de riego prevista, se calculará el número máximo de unidades operacionales en que se puede dividir el sistema.

La uniformidad de aplicación elegida, permitirá, mediante cálculos hidráulicos, definir unas condiciones límites entre las que deberá funcionar la instalación y en base a ellas y al resto de los datos ejecutar el diseño preliminar de las subunidades de riego, dibujándolas sobre plano a escala. Su número y situación permiten conocer los caudales en las diversas conducciones y el flujo total, que junto con el grado de automatismo elegido (sistema de operación) y las características del agua a tratar en el filtrado, serán los datos necesarios para el diseño preliminar del cabezal.

Una vez diseñada la instalación y comprobado su funcionamiento dentro de los límites fijados para la utilización del proyecto, se procederá a completar los cálculos hidráulicos necesarios para definir tipos de materiales, timbrajes y dimensiones. Todos estos cálculos se realizarán partiendo desde el final y avanzando hacia la toma de agua de la finca. Es decir, se calcularán primero las presiones y caudales de entrada en las subunidades de riego y se continuará con las tuberías secundarias, hasta llegar a las primarias y terminar en el cabezal.

El proceso, brevemente descrito, no es unidireccional sino que, por el contrario, en muchas de sus fases deberá usarse el método de prueba y error, teniendo que volver hacia atrás a ensayar otras posibilidades.

9 Necesidades de riego

Disponer de una buena estimación de las necesidades hídricas de los cultivos, es imprescindible para el diseño de cualquier sistema de riego. Además de la estimación, a nivel estacional, es especialmente importante predecir bien la demanda en el período crítico, pues la instalación debe calcularse para satisfacer la demanda pico, si bien pueden y deben hacerse, en este punto, consideraciones económicas que permitan optimizar la instalación.

En riegos de alta frecuencia, donde pierde importancia el papel del suelo como reserva de agua para las plantas, la estimación de la *ET* cultivo adquiere mayor relevancia, siendo un factor esencial para el manejo de riegos y el diseño de instalaciones.

Los procedimientos básicos para estimar las necesidades de riego de los cultivos bajo sistemas localizados de alta frecuencia son los mismos que se emplean con otros sistemas y sobre los que existen excelentes revisiones por lo que no se incluyen en este capítulo. Sin embargo, la discusión se centrará en si deben emplearse posteriormente coeficientes correctores, pues las necesidades de riego con estos sistemas pueden ser diferentes.

9.1 Planteamiento básico

Un cultivo bajo riego localizado de alta frecuencia puede representarse, esquemáticamente, como una superficie seca, donde descansan prismas húmedos (suelo mojado + planta) Figura 9.1.

Si en esta situación aplicamos el balance de energía:

$$R_n + G + H + E = 0 \qquad (9.1)$$

donde:

R_n es la radiación neta.
G es la energía utilizada en calentamiento del suelo.
H es la energía utilizada en transferencia de calor sensible (calentamiento del aire)
E es la energía utilizada en transferencia de vapor de agua.

En las zonas secas, el término E perderá importancia relativa al disminuir el gradiente de vapor entre superficie del suelo y aire (disminución de evaporación). En esas condiciones el término G, usualmente poco importante, adquiere mayor peso produciéndose un calentamiento de la superficie del suelo, que se comportará como un emisor de radiaciones de onda larga.

$$R = e\sigma T^4 \qquad (9.2)$$

donde:

R es la radiación por unidad de tiempo.
σ es una constante universal que vale $5,672 * 10^{-8}$ w/m^2 * (°C)^4.
T es la temperatura del cuerpo radiante en °K.

Parte de esta energía será captada y absorbida por la parte húmeda (suelo húmedo + planta), que de esta forma verá incrementada la energía disponible para evapotranspiración.

Una segunda fuente de energía «extra» al cultivo puede provenir a través de transferencia de calor por microadvección desde las zonas secas.

La Figura 9.1 ilustra esquemáticamente la situación:

Este aporte «extra» ha sido estimado para limonero por Ben Asher (1978).

Por tanto, la situación en riegos localizados, comparada con los riegos convencionales, puede resumirse en:

— Menor evaporación.
— Mayor energía disponible para la transpiración.

El resultado final del balance de ambos componentes de la evapotranspiración, dependerá de la superficie de suelo seco desnudo, que en cada caso tengamos, respecto a la superficie húmeda (área sombreada por el cultivo). Fereres (1981) obtuvo en almendro que a valores de área sombreada entre el 50 y 75% la evapotranspiración bajo riego localizado es igual a la ET cultivo para un sistema de riego convencional (Fig. 9.2). Para valores inferiores de área sombreada, la evapotranspiración bajo riego localizado desciende, pero no de forma lineal. Este patrón de comportamiento puede variar de un cultivo a otro y con las condiciones climáticas.

Los sistemas de riego localizado de alta frecuencia, si están debidamente diseñados, permiten alcanzar una alta eficiencia de distribución de agua de riego tanto a nivel de finca como de aplicación en parcela. Esto implica un ahorro de agua en comparación con algunos otros sistemas de riego. Pero cuando el cultivo está cubriendo la totalidad de la superficie del suelo, el consumo de agua de la planta es básicamente el mismo, independientemente del sistema de riego elegido. Por el contrario, cuando el cultivo es joven y no cubre la totalidad de la superficie, el riego localizado permite un ahorro de agua, adicional al debido a la eficiencia, muy considerable, ya que sólo moja las zonas próximas a las plantas, quedando secos los espacios entre ellas y en estas condiciones, la reducción de evaporación suele ser más importante que el posible incremento en transpiración.

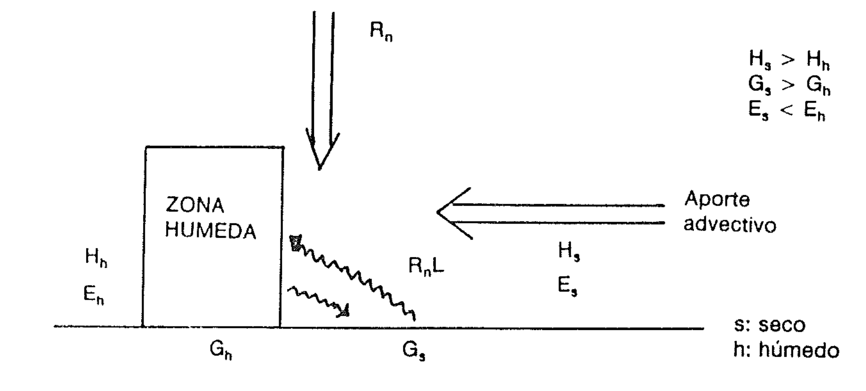


Fig. 9.1 Esquema del balance de energía.

Existe una abundante literatura que muestra resultados de ensayos comparativos de consumos de agua de un mismo cultivo bajo diferentes sistemas de riego, pero desgraciadamente sus datos no permiten individualizar en muchos casos el ahorro debido al menor consumo, respecto al debido a la mayor eficiencia de distribución del riego localizado. Por otra parte, frecuentemente, las condiciones de manejo del riego en los distintos sistemas no son comparables, con lo que buena parte de los resultados se deben al manejo y no al sistema de riego «en sí mismo».

Efectivamente, la influencia del manejo del riego (dosis y frecuencia) en la eficiencia de aplicación es, para cualquier clase de riego razonablemente bien diseñado, más importante que el método de conducción y aplicación de agua en parcela; por lo que, en experimentos con condiciones de manejo comparables, es frecuente que los riegos localizados no presenten ahorros de agua importante y estadísticamente significativos. Por ejemplo, Bernstein y François (1973), en pimiento; Hanson y Patterson (1974), con cebollas y maíz dulce; Aljiburi et al. (1977), en cítricos; Sammis (1980), en patatas y lechugas, etc.

Sin embargo, por norma general, los riegos localizados de alta frecuencia pueden, bajo ciertas condiciones (cultivos espaciados o huertos jóvenes, suelos poco profundos, de alta pendiente, baja capacidad de retención, etc), facilitar enormemente el conseguir un adecuado manejo del riego que no sería posible con sistemas convencionales y, por tanto, producir ahorros de agua considerables.

9.2 Estimación de la ET con fines de diseño (ETd)

A efectos de diseño de instalaciones, cuando no se disponen de datos de investigación o experimentación local, debe partirse de la ET cultivo, calculada por los métodos adecuados y aplicar fórmulas que incluyen coeficientes correctores, algunas de las cuales se revisan a continuación.

Goldberg, Gornat y Rimon (1976) plantean la posibilidad de emplear el término «Transpiración Potencial» (TP) en lugar de «Evapotranspiración potencial» (ETP), ambos estarían relacionados, tentativamente por la expresión: $TP = 0{,}6\ ET\ cultivo = ETd$. Si se dispone de la evaporación en tanque evaporimétrico, clase A, puede estimarse mediante la expresión: $ETd = 0{,}7 * Ev\ tanque$.

La transpiración potencial se alcanzará a pleno desarrollo vegetativo; por tanto, cuando las plantas son pequeñas, dichos autores recomiendan usar coeficientes reductores. En cultivos anuales, dividen el ciclo en cuatro fases, empleando 0,25 en la primera, 0,5 en la segunda, 0,75 en la tercera y 1,0 en el resto. En cultivos permanentes utilizan 0,25 el primer año, 0,50 el segundo, 0,75 el tercero y 1,0 los siguientes.

Aljiburi, Marsh y Huntamer (1974), proponen para California:

$$ETd = 0{,}6\ F * Ev\ tanque \qquad (9.3a)$$

siendo:

F un coeficiente para cobertura del cultivo que vale 1 para un 75% de cobertura, y más o menos de 1 según ésta sea superior o inferior al 75% (1,33 para 100%, 0,33 para el 25% y 0,13 para el 10%). Lo que implica la posibilidad de obtener valores de *ETd* superiores a *ET* cultivo, con una variación lineal.

Shearer et al, citado por Walker (1979), utiliza la siguiente expresión:

$$ETd = KA\ Ev\ tanque \qquad (9.3b)$$

donde *ETd* viene expresada en litros.

- K es el coeficiente de cultivo para riego por goteo.
- A es el área sombreada por el cultivo (m^2).
- *Ev tanque* es la evaporación del tanque evaporimétrico, clase A, para dicho período (mm).

En las condiciones de Oregón (USA) el valor de K resultó ser 1.

Decroix, citado por Vermeiren y Jobling (1980), propone

$$ETd = ET\ cultivo\ (0{,}10 + A) \qquad (9.3c)$$

siendo A la fracción de Area sombreada y dando al paréntesis un valor máximo de 1.

Hoare et al. (1974), propone la fórmula:

$$ETd = F * Ev\ tanque \qquad (9.3d)$$

siendo:

$$F = 0{,}8 f'_1 * f_2 \qquad (9.4)$$

donde:

- f'_1 es el coeficiente de cultivo que incluye un factor debido al desarrollo de la planta. Siendo $f'_1 = f_1\ [A + 1/2\ (1 - A)]$, donde f_1 es el coeficiente de cultivo en estado adulto y A la fracción de superficie sombreada.
- f_2 es el factor debido al suelo (se discutirá posteriormente).

Algunos valores de f_1 son:

Cítricos	0,7
Banana	0,8
Viña	0,9
Frutales	0,9
Hortalizas	0,9
Tabaco	1,0
Tomates	1,0
Maíz	1,1

Estos valores son para verano y sin limitaciones en agua y pueden ser alterados en ± 10% según condiciones climáticas.

Se supone que se trata de riegos de alta frecuencia, donde entre riegos no se consume más del 25% del «agua útil».

Keller (1978) propone la ecuación:

$$ETd = ET\ cultivo\ [A + 0{,}15\ (1 - A)] \qquad (9.3e)$$

Esta última expresión, al igual que la de Hoare et al. (1974) incluye el efecto de microadvección y emisión de radiación desde las zonas secas, sin embargo, sólo para valores de superficie sombreada del 100% se produce que *ETd = ET cultivo* para métodos convencionales de riego.

Por otra parte, la variación es lineal respecto a A. Esto puede suponer una importante diferencia por defecto para valores bajos de áreas sombreadas, que debe tenerse presente a la hora del diseño, como ilustra esquemáticamente la Figura 9.2, donde se han representado las ecuaciones discutidas hasta ahora.

Estas fórmulas son aplicables tanto para el cálculo de las necesidades en período punta como para las necesidades estacionales.

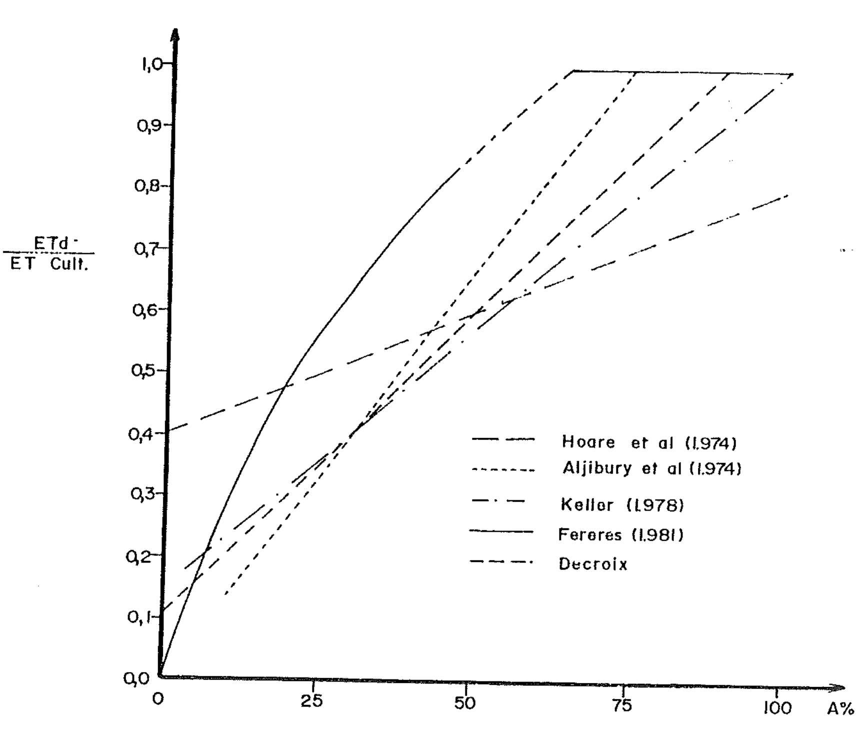


Fig. 9.2 Relación ETd/ETc con área sombreada, según Fereres.

A efectos de diseño, debe considerarse la *ETd* máxima correspondiente a un intervalo de tiempo igual al intervalo entre riegos, dentro de los límites que el método de cálculo de la *ET* imponga. Sin embargo, en ciertos cultivos y estados fisiológicos, ciertos niveles de «stress» hídrico durante intervalos cortos de tiempo, no se acusan en la producción. Así, según Vermeiren y Joblin (1980) utilizan una *ETd* correspondiente a la media máxima mensual, la máxima diaria puede ser un 50 ó 100% superior, pero estos valores más elevados no sucederán, sino un 5-10% de los días. Para cultivos sensibles al «stress» o en estadios fisiológicos críticos, debe utilizarse como *ETd* la máxima media correspondiente a períodos de 10 días.

A este respecto debe considerarse la profundidad de raíces, y la capacidad de almacenamiento del suelo. La Figura 9.3, tomada de Doorenbos y Pruitt (1976), permite otra estimación de la *ET* máxima media en base a la *ET* media mensual. Para su aplicación a riegos localizados parece prudente referir la lámina de riego a toda el área sombreada y no a la superficie mojada, como medio de mayorar la estimación.

Ejemplo:

Supongamos una plantación frutal que se riega por goteo con 6 emisores por planta, mojando cada uno 1 m² de superficie, aplicando una dosis de riego de 96 litros/árbol y sombreando cada árbol 18 m².

$$\text{Lámina respecto a la superficie mojada} = \frac{96 \text{ l/árbol}}{6 \text{ m}^2\text{/árbol}} = 16 \text{ mm}$$

$$\text{Lámina respecto al área sombreada} = \frac{96 \text{ l/árbol}}{18 \text{ m}^2\text{/árbol}} = 5{,}3 \text{ mm}$$

Esto supone, en la práctica, aplicar para riegos localizados los valores máximos de las curvas (entre 1,15 y 1,35), según la demanda climática.

La posibilidad de aplicar riegos deficitarios de alta frecuencia, no debe tenerse en cuenta, en principio, con fines de diseño.

9.3 Necesidades de riego

Como se discutió en el tema correspondiente, la *ETd* debe ser mayorada o disminuida con las pérdidas o aportes adicionales de agua al suelo y cultivo, a fin de estimar las necesidades totales de riego.

Definimos como objetivo del diseño de la instalación el de aportar agua al cultivo, de forma que el 25% de plantas que menos agua reciban, satisfagan, como media, las necesidades estimadas.

9.3.1 Necesidades netas

Vendrán definidas por *ETd* menos las aportaciones de agua al cultivo (además del riego) si las hubiere (precipitación efectiva, etc.) estimadas para un período de tiempo idéntico al que se usó para predecir *ETd*.

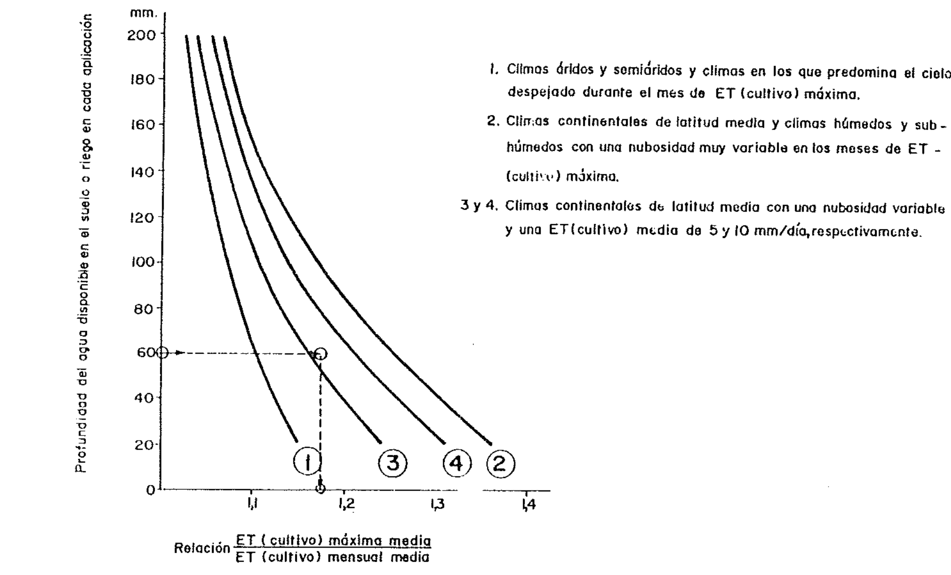


Fig. 9.3 Determinación de la ETc máxima en función de ETc media mensual y de la profundidad del agua disponible en el suelo, según Doorenbos y Pruitt.

$$\textit{Necesidades netas} = ETd - (Pe + Cf + W) \qquad (9.5)$$

donde:

Pe es la precipitación efectiva.
Cf son las aportaciones por capa freática.
W es la variación de humedad del suelo.

9.3.2 Necesidades totales

A fin de cumplir los objetivos anteriormente definidos, las necesidades netas deberán mayorarse con la uniformidad de aplicación, las pérdidas inevitables por percolación y los requerimientos de lavado. Haremos aquí algunas consideraciones sobre las pérdidas por percolación.

9.3.2.1 *Pérdidas por percolación*

Aun bajo condiciones eficientes de manejo, se producen pérdidas por percolación que conviene tener en cuenta a efectos de diseño.

Así, Hoare et al., en la fórmula citada, introducen un coeficiente (f_2), que pretende estimar las pérdidas por percolación utilizando los siguientes valores, debidos a Jobling:

Tabla 9.1 Valores de f_2 según Jobling

Tipo de suelo	f_2
Arena gruesa; horizonte superficial ligero descansando sobre subsuelo de gravas	1,15
Arenoso	1,10
Limoso	1,05
Francos y arcillosos	1,00

Keller (1978) aconseja aplicar un coeficiente de mayoración que denomina Relación de Transpiración (*Tr*). Define ésta como la relación entre el agua aplicada y el agua transpirada por la planta en la zona donde la *ETd* es exactamente satisfecha. Depende, pues, de las pérdidas inevitables por percolación que se producen en suelos excesivamente porosos y/o de poco espesor.

En condiciones de buen manejo de riegos, se recomienda para *Tr* los valores que figuran en la Tabla 9.2.

Tabla 9.2 Relación de transpiración *(Tr)*

Profundidad de raíces	Textura del suelo			
	Muy porosa (grava)	Arenosa	Media	Fina
< 0,75 m	1,10	1,10	1,05	1,00
0,75 a 1,50 m	1,10	1,05	1,00	1,00
> 1,50 m	1,05	1,00	1,00	1,00

También define una *relación de transpiración estacional* (T_R) que, así mismo, depende de las pérdidas inevitables por percolación y que se utiliza para el cálculo de las necesidades estacionales de riego. A nivel estacional se consideran, además, las pérdidas debidas a las lluvias que caigan después del riego. Esto último no se consideraría si al calcular las necesidades de riego se ha usado la precipitación efectiva estacional.

En la Tabla 9.3 se recomiendan una serie de valores T_R en función de la zona climática, profundidad de raíces y textura del suelo. Estos valores son para riego por goteo y buen manejo de riegos. Cuando se empleen difusores o miniaspersores se deberá añadir 0,05 en climas húmedos y 0,10 en climas áridos.

Debe tenerse presente que estas pérdidas por percolación actúan como fracción de lavado. Por tanto, deben computarse como tal cuando ésta existe y se usa para estimar necesidades totales. Con esta precisión, las fórmulas de cálculo quedan como siguen:

9.3.2.2 *Fórmulas de cálculo*

$$\text{Necesidades totales} = \frac{\text{Nec. Netas}}{K * CU} \quad \text{si} \quad K < (1 - LR) \qquad (9.6a)$$

o bien,

Tabla 9.3 Relación de transpiración estacional T_R. *Según Keller*

Zona climática y profundidad de raíces	Textura del suelo			
	Muy arenosa	Arenosa	Media	Fina
Arida				
< 0,75 m	1,15	1,10	1,05	1,05
0,75 a 1,50 m	1,10	1,10	1,05	1,00
> 1,50 m	1,05	1,05	1,00	1,00
Húmeda				
< 0,75 m	1,35	1,25	1,15	1,10
0,75 a 1,50 m	1,25	1,20	1,10	1,05
> 1,50 m	1,20	1,10	1,05	1,00

$$\text{Necesidades totales} = \frac{\text{Nec. Netas}}{CU(1\text{–}LR)} \quad \text{si} \quad K > (1 - LR) \qquad (9.6b)$$

donde:

K es el coeficiente que expresa las pérdidas inevitables por percolación (puede usarse la inversa del *Tr* de Keller o la inversa del f_2 de Jobling).
CU es el coeficiente de uniformidad adoptado.
LR es la necesidad de lavado.

9.4 Otros criterios

Al inicio del apartado 9.2 indicábamos, implícitamente, nuestra preferencia por utilizar datos provenientes de investigación y/o experimentación local, para estimar *ETd*. En muchas ocasiones no se dispone de estos datos, pero sí de una cierta «experiencia» local, que no debe desaprovecharse (Solomon, 1976), ya que puede ser muy útil, una vez analizada y contrastada con los valores estimados en base a parámetros climáticos. Esta experiencia local será tanto más útil cuanto menos representativos sean los datos climáticos para la situación de la finca, más cortas las series de datos disponibles o menos confiable su registro. A este respecto existen varias posibilidades:

a. *Existen en la zona instalaciones de riego localizado con el mismo cultivo*. En este caso se elegirán una o varias cuyas producciones sean altas y de condiciones lo más parecidas posibles a aquellas para las que se vaya a diseñar. En ellas se tomarán los datos necesarios para, procediendo a la inversa de como hemos explicado hasta ahora, obtener las necesidades netas de riego. Así:

$$\text{Necesidades Netas} = \text{Necesidades Totales} * K * CU$$

o bien,

$$\text{Necesidades Netas} = \text{Necesidades Totales} * CU\,(1\text{–}LR)$$

las necesidades totales serán la dosis de riego aplicada en máxima demanda; CU y K pueden estimarse por los métodos de evaluación de instalaciones.

Una vez conocidas las necesidades netas puede estimarse ETd.

b. *Existen en la zona plantaciones bajo sistemas de riego convencionales.* En este caso, una vez elegida una o varias fincas con criterios análogos a los del caso anterior, se trata de estimar un valor para la eficiencia de riego en esas fincas y aplicar la relación:

$$\text{Necesidades totales} = \frac{\text{Necesidades Netas}}{\text{Eficiencia de Riego}}$$

La estimación de las necesidades netas sólo nos permitirá, en este caso, estimar la ET cultivo y no directamente la ETd como en el caso anterior.

10 Volumen de suelo mojado

10.1 Planteamiento básico

Black (1974) realizó una experiencia donde dividió el sistema radicular de manzanos jóvenes en cuatro partes iguales y los plantó sobre cuatro macetas conteniendo cada una el 25% del volumen de raíces. Las cuatro macetas fueron regadas diariamente y cuando se consiguieron sistemas radiculares bien desarrollados, comenzaron los tratamientos, que consistieron en regar las cuatro macetas (testigo), tres, dos, una y ninguna de las cuatro. La diferencia de los valores medios de transpiración obtenidos, expresados en porcentajes respecto al testigo, fueron:

Tabla 10.1 Porcentajes de transpiración Vs. volumen radicular

Volumen radicular mojado (%)	Transpiración (%)
100	100
75	94
50	88
25	74

Aún suponiendo que la disminución de transpiración obtenida se tradujese en disminución de actividad fotosintética, las diferencias parecen tan pequeñas frente a las reducciones en el volumen de raíces mojado, que podríamos concluir que, para las condiciones del ensayo, con alta disponibilidad de agua mediante riego diario, puede no mojarse el 100% del volumen radicular sin producir un «stress» hídrico importante.

En los riegos localizados no se moja toda la superficie del suelo, lo que para una profundidad de raíces dada equivale a decir que no se moja todo el volumen de suelo correspondiente al perfil radicular. Pero siendo las raíces la principal vía de entrada de agua a la planta, el dato que interesa, a efectos de nutrición hídrica, es el volumen de raíces mojado, que normalmente no coincidirá con el volumen de suelo mojado, ya que ni el suelo es explorado uniformemente por las raíces, ni son todas ellas igualmente activas respecto a la absorción de agua.

Los estudios realizados parecen mostrar una gran plasticidad y dinamismo en el sistema radicular de los cultivos, incluidos frutales. Numerosos autores han encontrado en plantaciones bajo riego por goteo que la densidad de raíces, fundamentalmente de los tipos más activos, se incrementa notablemente en las zonas mojadas respecto a las normales con otros sistemas de riego, disminuyendo notablemente fuera de los bulbos húmedos. Así, Goode et al. (1978) encontraron en manzano una densidad de raíces cuatro-cinco veces superior que en localizaciones comparable de árboles no regados, en una zona con abundante pluviometría. Levin, Assaf y Bravdo (1979 y 1980) encontraron para dicho cultivo que la distribución de raíces fue paralela a la distribución de humedad, con aumento de densidad en la zona mojada (Fig. 10.1). Atkinson (1980) obtuvo valores similares (Tabla 10.1). Black y Mitchell (1974) estudiaron cualitativamente el efecto sobre las raíces de perales adultos, del cambio de sistema de aspersión a goteo. A los dos años de cambio en-

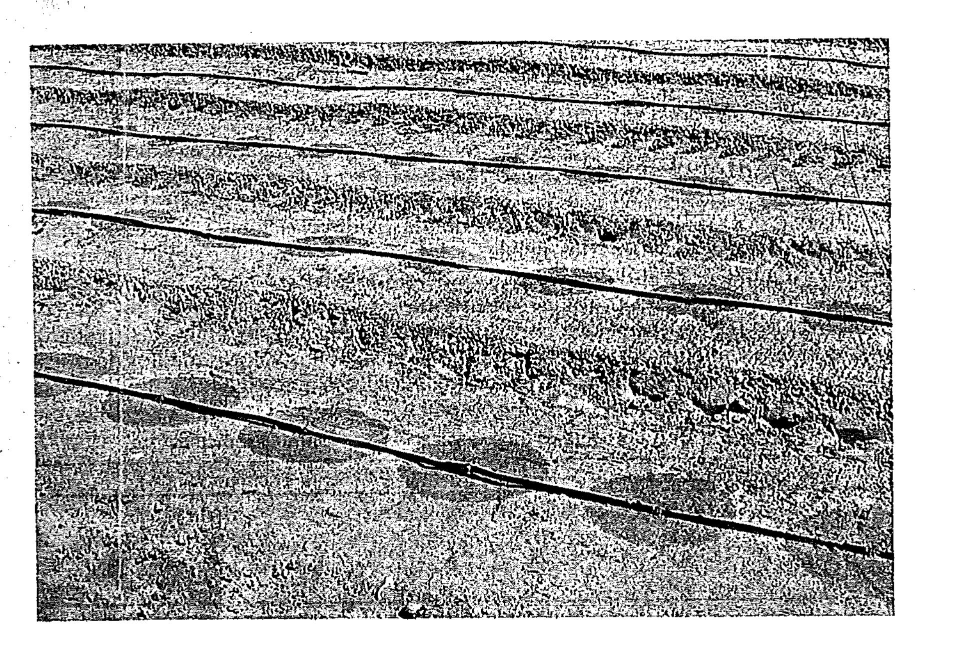


Foto 10.1 Bulbos húmedos en terreno arenoso

contraron una gran proliferación de raíces en las zonas mojadas con ausencia de raíces finas y fibrosas en porciones del antiguo sistema radicular, ahora no mojado.

Tabla 10.2 Peso de raíces en un volumen de 0,04 m³ de suelo de manzanos regados por goteo y no regados (adaptada de Atkinson, 1980)

Localización	Goteo	No regado
Junto al gotero	72,8	53,6
A 90 cm del gotero	35,3	47,9

La adaptación de las raíces a las nuevas condiciones parece, pues, rápida. Fereres (1981) (Tabla 10.3) encontró diferencias en la densidad radicular bajo un goteo instalado 3 años antes y otro 2 meses antes. Cuatro meses después, las diferencias se habían reducido notablemente. Willoughby y Cockroff (1974), en melocotoneros, encontraron una rápida (pocos meses) adaptación de las raíces dentro del bulbo húmedo a las mejores condiciones de humedad y aireación. El ensayo se realizó en un suelo muy pesado, en árboles jóvenes y de 11 años de edad. La Tabla 10.4 muestra los resultados de estos últimos después de cuatro años.

En la adecuación de raíces a condiciones del bulbo húmedo, además de la adaptación por razones de aireación, puede influir la disminución de valores de resistencia a penetración del suelo, que dependen de la humedad, Merrill y Rawlins (1979).

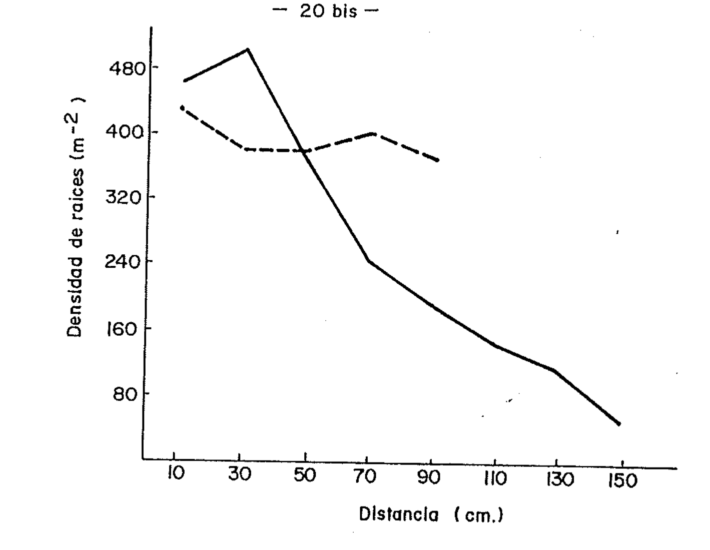


Fig. 10.1 Densidad de raíces de manzanos a diferentes distancias desde los emisores (—) o árboles (...). (Mahanayim, 1972)

Tabla 10.3 Densidad radicular (cm³/cm³) en almendros de 4 años regados por goteo, medida bajo el gotero original y bajo un nuevo gotero situado a 90 cm e instalado dos meses antes. Valores media de 6 observaciones ± desviación típica (Fereres, 1981)

Profundidad	Bajo gotero original	Bajo gotero nuevo
0-15	5,4 ± 0,8	2,6 ± 0,5
15-30	5,2 ± 1,6	1,6 ± 0,2
30-60	2,5 ± 0,4	1,4 ± 0,4
60-90	1,8 ± 0,3	0,7 ± 0,1
Total	14,9 ± 3,4	6,3 ± 1,9

Tabla 10.4 Concentración de raíces en melocotoneros adultos (Willoughby y Cockroft, 1974)

	Profundidad						
	0-100 mm			200-300 mm			
Distancia del emisor mm	0	300	600	0	300	600	900
Tensión de humedad máxima media mb	19	23	25	7	15	12	61
Espacio aéreo máximo medio %	7	12	14	5	9	8	12
Concentración de raíces en mm/cm³							
Vivas	21,1	39,8	30,0	1,3	11,6	17,8	14,4
Muertas	9,7	2,4	1,6	9,3	8,4	5,3	1,2

En climas húmedos, con una aportación de agua a todo el suelo mediante la lluvia, el sistema radicular situado fuera del volumen de suelo mojado por el riego contribuye a la nutrición hídrica del cultivo.

En climas áridos, cuando se amplía riego localizado a árboles adultos, las raíces que quedan fuera de las zonas mojadas entran en dormancia, existiendo indicios de que pueden entrar en actividad si se les aplica agua nuevamente, aun después de períodos largos de tiempo (Fereres, 1981), (Moreshet, Cohen, Fuchs, 1983).

Teniendo en cuenta el incremento de densidad radicular que se produce en las zonas húmedas ya discutido, donde ésta aumenta tres o más veces respecto al valor normal bajo sistemas de riego convencionales, parecíera que, en una primera aproximación, valores de porcentaje de suelo mojado respecto al área sombreada (P') del orden del 30% equivaldrían a mojar a un volumen de raíces equivalente a la totalidad del volumen radicular normal del cultivo. Sin embargo, al proliferar en las zonas húmedas raíces finas y activas, la superficie de raíces mojada es muy alta y la resistencia radial a la absorción de agua será baja, con lo que el efecto final puede ser aún más importante que el que indica la simple comparación numérica. Así según la ecuación de Gardner:

$$\psi_r = \psi_s - \frac{q}{4\pi KL} \ln \left(\frac{r_2}{r_1}\right)^2 \qquad (10.1)$$

donde:

ψ_r es la interfase raíz-suelo.
ψ_s es la masa de suelo próxima a la raíz (rizosfera).
r_1 es el radio de la raíz.
r_2 es el radio del cilindro de suelo desde donde extrae agua la raíz.
q es la velocidad de extracción por unidad de volumen de suelo.
L es la densidad radicular, que puede relacionarse con r_2 por la expresión:

$$r_2 = \frac{1}{(\pi L)^{1/2}} \qquad (10.2)$$

L será mayor bajo riego localizado que en sistemas convencionales y, por tanto, r_2 será menor, lo que unido a valores altos de ψ_s, debidos a la alta frecuencia de aplicación, hacen que el ψ_r en riegos localizados pueda ser mayor que en sistemas convencionales. Además del efecto de densidad, datos experimentales parecen indicar que las raíces de las zonas mojadas tienen mayor capacidad para transferir agua a la planta que las de árboles normalmente regados, compensando, en cierta medida, el menor volumen de raíces activas (Moreshet et al., 1983).

Landsberg (1980), distingue, como hipótesis teórica, para manzano los siguientes casos:

— Si el sistema de riego por goteo no moja la totalidad del sistema radicular establecido, la resistencia a la absorción de agua, a través de un número limitado de raíces activas, se incrementará aumentando el stress hídrico en los árboles. En este caso habrá un rápido crecimiento compensatorio de raíces hasta alcanzar la situación que se describirá en el caso siguiente. Durante este período pueden producirse daños importantes, sobre todo si el árbol se encuentra en una fase fisiológica crítica, tal como el cuajado de frutos en el manzano.

— Si el sistema de goteo moja una masa total de raíces similar a la de un árbol regado por sistemas no localizados, la resistencia del sistema radicular no será superior en el caso de riego localizado, incluso podría ser inferior, aun no mojando todo el volumen del suelo.

10.2 Estimación con fines de diseño

A efectos de diseño de instalaciones surge inmediatamente una pregunta: ¿Hasta dónde es posible reducir económicamente el volumen de raíces mojado?; o más propiamente, ¿cuál es la función de producción de un cultivo respecto al volumen de raíces mojado?

Actualmente se carece de respuesta concreta a este punto. Una de las razones es la dificultad para abordar el tema a nivel experimental y al hecho de que las funciones de respuesta variarán, probablemente, no sólo para cada cultivo sino con las condiciones climáticas especialmente el ritmo de evapotranspiración y la cuantía y distribución de las lluvias. Para algunos cultivos como cítricos, comienza a disponerse de datos al respecto (Bielorai, 1977, Moreshet et al., 1983).

El problema se presenta principalmente en cultivos con marco de plantación medio o amplio, pues con alta densidad de plantación el hecho de aplicar agua al sistema radicular de cada planta se traduce normalmente en unos porcentajes de suelo mojado elevados.

Las recomendaciones que existen a nivel de diseño se basan en extrapolaciones de datos puntuales obtenidos en plantaciones comerciales y vienen referidas a volumen de suelo.

Esta técnica tiene muchas limitaciones. De una parte, el hecho ya comentado de que un determinado valor de volumen de suelo mojado no coincida con el volumen de raíces que esté mojando. Además, éste variará para cada cultivo, marco de plantación, perfil físico del suelo, clima (fundamentalmente pluviometría) y, en plantaciones ya establecidas con otros sistemas de riego, con el manejo (dosis y frecuencias) que se estuviese practicando.

Keller y Karmeli (1974) proponen como forma de evaluar el volumen de suelo mojado lo que denominan el *porcentaje de suelo mojado (P)*, que se obtiene midiendo el área mojada y refiriéndola porcentualmente al área total de cultivo. Merriam y Keller (1978) estandarizan a 30 cm la profundidad a que debe medirse el área mojada, pero según la profundidad de raíces de cada cultivo puede disminuirse hasta 15 cm. A este respecto parece conveniente que la medida se efectúe a aquellas profundidades en que sea máxima la densidad radicular.

La definición de porcentaje de suelo mojado (P) propuesta, al estar referida a la superficie total de cultivo, se ve afectada por la densidad de plantación y desarrollo de las plantas, ya que la evapotranspiración será proporcional a la masa vegetativa y el desarrollo de las plantas está aumentando durante largos períodos de tiempo. Por ejemplo, en dos plantaciones frutales del mismo tipo, edad y desarrollo, una a marco 6 * 6 m y otra a marco 6 * 7 m, que se deseen regar con un mismo porcentaje de suelo mojado, digamos un 40%, la aplicación de la definición anterior conduciría a que, en el primer caso, habría que mojar 14,4 m^2/árbol y en el se-

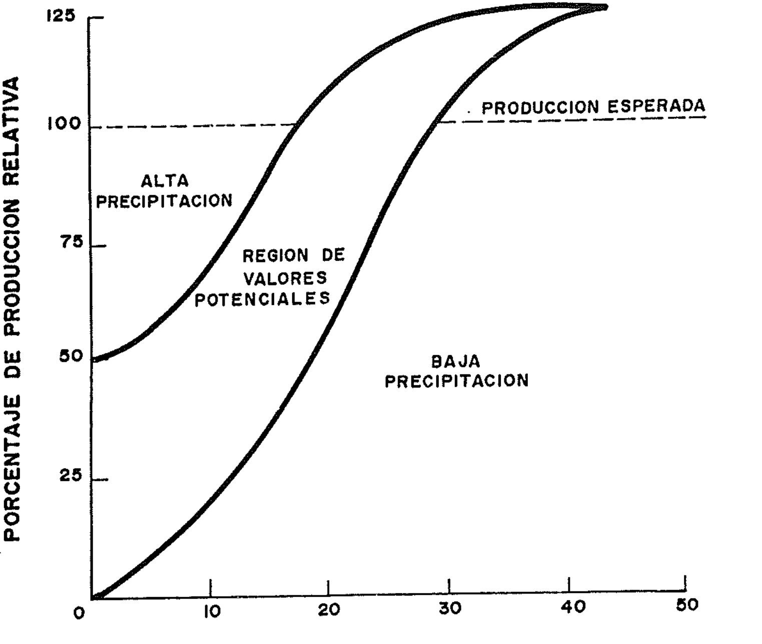


Fig. 10.2 Porcentaje de volumen de suelo mojado *(P)*

gundo 16,8 m^2/árbol. Esto implicaría diseñar dos instalaciones diferentes para dos plantaciones idénticas. Parece, pues, más adecuado definir un valor (*P'*) como el área media mojada por planta referida porcentualmente al área media sombreada por la planta. Se pretende cuantificar con fines de diseño la masa vegetativa del cultivo mediante el área sombreada, lo cual puede ser de suficiente precisión para los fines que se persiguen. La relación entre *P'* y *P* sería:

$$P = P' \frac{\text{área sombreada por una planta}}{\text{área correspondiente a una planta según densidad de plantación}}$$

Según Keller (1978) no ha sido establecido un valor mínimo absoluto para el porcentaje de suelo mojado y tentativamente aconseja para cultivos ampliamente espaciados porcentajes superiores al 20% en zonas de alta precipitación y suelos de textura media o arcillosa, donde el riego se aplica durante los períodos de sequía (generalmente cortos), y entre el 33 y el 50%, en zonas de baja precipitación. La Figura 10.2 presenta unas curvas tentativas de respuesta a diversos valores de *P* en términos de cosecha relativa, con referencia a la producción potencial.

Myers y Harrison (1973) y Harrison y Myers (1974) consideran que incluso en zonas húmedas, donde el riego por goteo es sólo un complemento para épocas de sequía, se produce en los bulbos húmedos un incremento en la actividad radicular, proponiendo para el diseño de estas instalaciones el uso de un coeficiente de intensificación de raíces (*I*), al que da un valor entre 2 y 4, haciéndolo intervenir en el diseño, al calcular el área a mojar por planta dividiendo el área sombreada por la planta entre *I*, es decir, utilizando un *P'* entre el 25 y el 50%.

Un aspecto que debe tenerse presente a efectos de diseño de instalaciones es que cuanto mayor sea el volumen de suelo mojado y, por tanto, explorado por las raíces, menor será la posibilidad de que se produzca un imprevisto «stress» hídrico, bien sea al dilatar el intervalo entre riegos por una eventual avería en la instalación, como consecuencia de un incremento anormal de la *ET*, etc., ya que se aumenta la posibilidad de usar la reserva de agua del suelo. Así, Bielorai (1977) obtuvo un incremento de producción en pomelos del orden del 3% cuando elevó el porcentaje de suelo mojado del 30 al 40%, intervalos de riego de 3 días, mientras que el incremento fue del orden del 22% cuando el intervalo fue de 7 días.

En las condiciones de las Islas Canarias, en zonas de 150 a 300 mm de lluvia anual y evaporación pico (medida en evaporímetro clase A) del orden de 5-7 mm/día, se han observado síntomas de déficit hídrico en platanera regada con goteo, incluso con aplicaciones de agua un 25-30% superiores a las usuales en otras plantaciones con desarrollo normal. En todos los casos se estimó el porcentaje de suelo mojado y se evaluó la respuesta al aumentar el número de puntos de emisión de agua, lo que permitió elaborar con carácter tentativo unos niveles de respuesta en términos de producción para diversos valores de *P'* que se presentan en la Tabla 10.4, Hernández Abreu (1979). Se carece de datos de respuesta para valores superiores al 60%, pues en estas condiciones el cultivo se desarrolla a satisfacción de los agricultores que no han incrementado, por tanto, el número de emisores. Es posible que en muchos casos no consiguiera aplicarse en el volumen de suelo explorado por las raíces la cantidad de agua necesaria al cultivo, a pesar de las altas dosis empleadas, por haber unas pérdidas importantes por percolación y que, por tanto, en cierta medida, los valores de la Tabla 10.4 no sean una respuesta exclusiva al volumen de suelo mojado, sino también al manejo del riego.

Conviene señalar que en cultivos frutales, autores como Atkinson (1980) expresan su preocupación de que un sistema radicular restringido a los bulbos húmedos pudiera presentar con el tiempo problemas derivados de la acumulación de productos tóxicos y/o organismos patógenos que influyesen negativamente en su capacidad de absorción de agua y nutrientes. Esta y otras razones agronómicas, así como consideraciones de tipo económico, apoyan la tendencia, aún generalizada, de preferir otros tipos de riego localizado, que permitan conseguir mayores superficies de suelo mojado desde un emisor (por ejemplo, microaspersión) para frutales, usando el goteo en los primeros años de la plantación y transformándolo posteriormente.

Tabla 10.4 Niveles tentativos de respuesta de platanera (CV. Dwarf Cavendish) en las Islas Canarias al volumen de suelo mojado

P% (estimado)	P'%	Respuesta
< 15	<20	Daños graves
15-20	20-30	Daños apreciables
20-30	30-40	Respuesta muy probable
30-35	40-50	Respuesta probable
35-40	50-60	Respuesta poco probable
> 40	> 60	Sin datos

10.3 Situación de las zonas húmedas

Hasta aquí nos hemos referido al volumen de suelo mojado desde el punto de vista cuantitativo, ahora lo haremos desde el punto de vista de su situación respecto a la planta.

La localización adecuada de las zonas húmedas respecto a la planta, se realiza a través de la disposición de líneas laterales y de la situación de los emisores en ellas.

10.3.1 Disposición de emisores y líneas laterales

Las disposiciones de laterales utilizadas con más frecuencia se esquematizan en la Figura 10.3, y son:

- — Simple línea lateral.
- — Doble línea lateral.
- — Disposición en zigzag.
- — Disposición en anillos.
- — Goteros multisalida.
- — Disposición con alargaderas.
- — Disposición en serpientes.

10.3.2 Situación de los emisores

a. *Cultivos con marco de plantación amplio.*

Cuando se trata de goteo y se disponen los emisores en línea en cultivos con marco de plantación medio o amplio, debemos cerciorarnos que en las condiciones normales de riego, las zonas húmedas se unan a profundidad no superior a la de las raíces. De lo contrario, al menos en climas áridos, las raíces puede que no sean capaces de atravesar el suelo seco existente entre dos bulbos consecutivos y, por tanto, no existirán raíces en la zona húmeda situada entre dos plantas, no siendo utilizada por el cultivo el agua aplicada por esos emisores, lo que significa una importante reducción de la eficiencia de riego. Este fenómeno se va a producir siempre en plantaciones de frutales jóvenes, donde debemos ir aumentando el número de emisores a medida que el área sombreada aumenta. Por tanto, cuando se sitúan los laterales en simple línea, la separación entre emisores debe ser menor que el diámetro del bulbo mojado por cada punto de emisión y cuando se trata de doble línea la separación entre laterales debe cumplir la misma norma. Es decir, que en condiciones de aridez, cuando se desea diseñar un riego localizado por franjas, debemos asegurarnos que la franja húmeda es continua. Unos valores generalmente admitidos para el solape de dos bulbos húmedos consecutivos, oscilan entre el 10 y el 20%.

En cultivos permanentes, bajo climas áridos, debe tenerse presente otra función importante del sistema radicular cual es la de anclaje de la planta. Por tanto, deben situarse los emisores de forma que se favorezca un desarrollo radicular equilibrado en todas direcciones para garantizar un soporte eficiente.

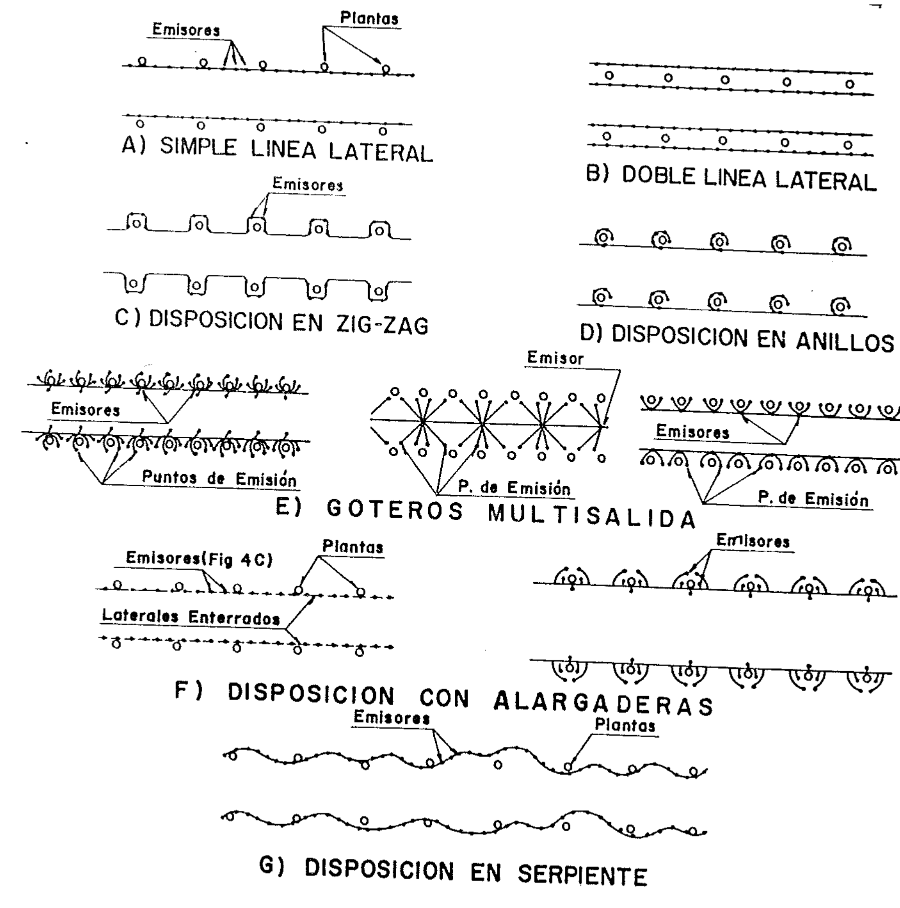


Fig. 10.3 Disposición de tuberías laterales.

Por todo ello, hoy en día se tiende a reservar las disposiciones en simple y doble línea lateral para cultivos con alta densidad de plantación. En cultivos de marco amplio se prefieren disposiciones en anillos, zigzag o el uso de emisores multisalida. Para cultivos de espaciamiento medio es difícil generalizar y debe estudiarse cada caso.

b. *Cultivos con alta densidad*

La solución normalmente adoptada es la de mojar franjas continuas que coincidan con la hilera(s) de plantas dejando secos los espacios entre filas o grupos de ellas. Usualmente, la distancia entre plantas en la hilera es diferente a la distancia entre emisores en la línea lateral, y como consecuencia, la distancia de las plantas a los emisores no es homogénea, pudiendo quedar plantas en situaciones de borde entre bulbos mojados, que estarían en condiciones de mayor salinidad y menor humedad. Por eso, el solape entre bulbos húmedos es indispensable.

10.4 Modificaciones en el marco de plantación. Primeros estadios de desarrollo

En cultivos de alta y media densidad de plantación, la disposición de un lateral por fila de plantas, implica una enorme longitud de tubería, lo que encarece las instalaciones cuyo precio por unidad de superficie, dado el alto número de emisores necesarios, es, de por sí elevado.

En estas condiciones, aproximar entre sí varias filas de plantas para que puedan regarse desde un único lateral, dejando calles sin plantar entre ellas, de forma que la densidad de plantación permanezca invariable, suele ser una manera de abaratar el costo de la instalación.

Sin embargo, aunque la densidad de plantación permanezca constante, el hecho de aproximar las plantas aumenta la competencia entre ellas.

En estas condiciones, aumenta la eficiencia del uso del agua por el cultivo (producción/volumen de agua consumido), lo que es una situación favorable siempre que los valores de producción permanezcan análogos a los obtenidos con la disposición normal de plantas. Pero, según la intensidad del agrupamiento de líneas efectuado, pueden presentarse disminuciones en producción no deseables. Singh (1978) experimentó con col, coliflor, tomate y nabo con los espaciamientos que se presentan en la Figura 10.4. El convencional (60 * 25 cm); línea pareada (25 * 25 cm); el mismo anterior con plantas al tresbolillo (equilateral), y una disposición hexagonal con 18,75 cm de distancia entre plantas, con una en el centro. Los resultados mostraron que las disposiciones en línea pareada produjeron lo mismo que la convencional, con una reducción del 50% de la longitud de laterales y mayor eficiencia en el uso del agua, mientras que la disposición hexagonal produjo importantes problemas en calidad y, por tanto, valores bajos de la producción vendible, aunque dio los mejores resultados respecto a la eficiencia de uso de agua.

No es posible dar normas concretas sobre el agrupamiento de líneas con carácter general, sin embargo, éstas pueden establecerse mediante simples experimentos de carácter local, que integren las condiciones del cultivo y su entorno.

No obstante, a nivel de diseño, pueden hacerse cambios prudentes en la geometría del cultivo, manteniendo la densidad, siempre que supongan ahorro importante en el costo de la instalación y no dificulten otras labores del cultivo y sus posibilidades de mecanización.

Mención especial merecen los primeros estadios de desarrollo del cultivo, ya sea de siembra directa sobre el suelo o por trasplante de plantas muy jóvenes. En ambos casos, con sistemas radiculares muy poco extensos, es posible que sufran «stress» hídrico si quedan situados en zonas periféricas de los bulbos mojados. Aumentar la densidad de puntos de emisión, necesarios sólo durante las primeras semanas, suele ser muy caro, y otras soluciones alternativas, como aumentar los volúmenes de agua aplicados, instalar sistemas portátiles de aspersión, como apoyo, etc., suelen ser más económicas. En cultivos que necesitan entutorado se recurre a modificar provisionalmente el marco de plantación, aproximando ligeramente las plántulas o semillas al emisor para, posteriormente, cuando la competencia entre plantas comienza, retornar, mediante el entutorado, a la disposición convencional.

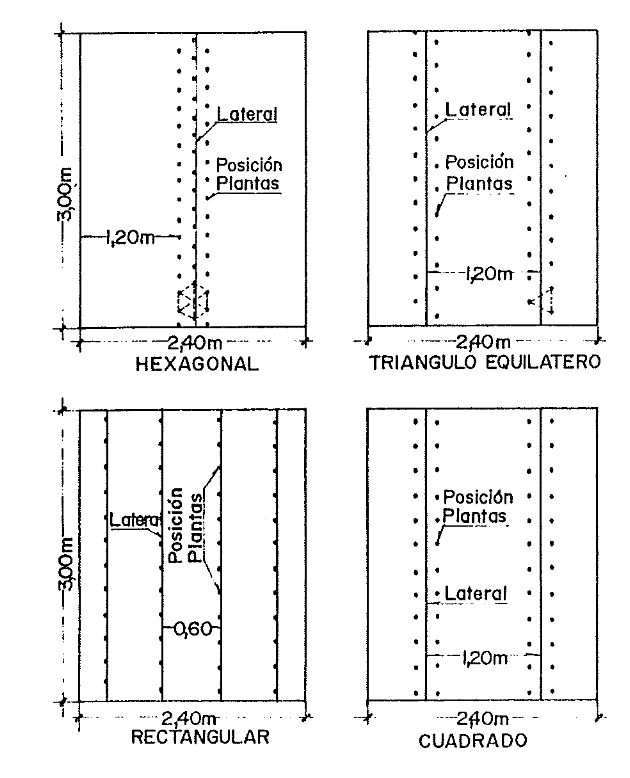


Fig. 10.4 Disposición de laterales y plantas en rectángulo, triángulo equilátero, cuadrado y hexágono en riego por goteo.

A nivel de diseño debe estudiarse, al menos en una primera aproximación, cómo resolver el riego de los primeros estadios de desarrollo de las plantas, por si fuese necesario proveer equipos o mecanismos que posteriormente faciliten el manejo y que pueden influir en el dimensionamiento de la instalación.

11 Estimación con fines de diseño de la forma y dimensiones del volumen de suelo mojado

11.1 Planteamiento básico

De lo hasta ahora expuesto puede deducirse que tanto para determinar el número de emisiones necesario para mojar un determinado volumen de suelo como para su correcta localización, es imprescindible contar con una buena estimación de la forma y dimensiones del bulbo húmedo formado a partir de un emisor.

En el caso de emisores que utilizan el aire como medio de propagación del agua (microaspersores), la cuestión puede resolverse midiendo la superficie mojada o tomándola de un catálogo. Posteriormente habrá en el suelo un movimiento horizontal adicional, en general poco importante, que, en último caso, puede quedar como factor de seguridad (Figura 1, Karmeli y Smith, 1977). El problema se presenta con los emisores que utilizan el propio suelo como medio de propagación del agua (goteros, tuberías de goteo, etc.).

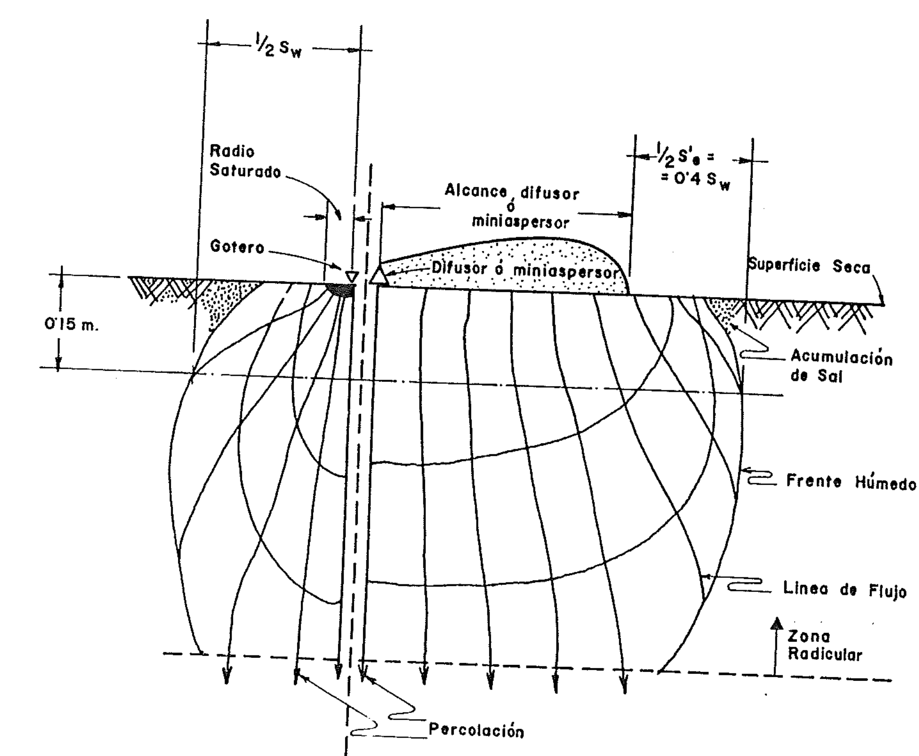


Fig. 11.1 Bulbos húmedos formados en suelo arenoso homogéneo por gotero y difusor o miniaspersor (Karmeli y Smith, 1977).

En este caso, la distribución de agua en el suelo depende de sus propiedades, de la forma en que se aplica el agua y en que ella penetra en el suelo.

A este respecto deben recordarse algunas diferencias importantes en relación con sistemas convencionales de riego que mojan toda la superficie:

— Mientras en los sistemas de riego convencionales predomina el movimiento vertical hacia abajo, debido a la acción gravitatoria, cuando se aplica agua desde una fuente puntual (emisor aislado) o lineal (conjunto de emisores suficientemente próximos entre sí como para que las zonas húmedas individualmente producidas se solapen), el flujo es bi o tridimensional. Por tanto, entran en juego, además, los mecanismos que gobiernan el flujo horizontal, por lo que los bulbos presentarán tendencia a adoptar formas más cilindrocónicas o más esféricas, según las características del suelo.
— Bajo riego de alta frecuencia, en presencia de alta densidad de raíces, los fenómenos de redistribución pierden importancia relativa frente a la infiltración y extracción.

La forma y dimensiones del bulbo húmedo, dependen, ante todo, de las propiedades y características del perfil físico del suelo y, para un suelo dado, del volumen de agua aplicado, caudal del emisor y topografía del terreno (Goldberg, Gornat y Rimon, 1976; Roth, 1974; Farshi, 1979). Se entiende que se hace abstracción de la presencia del cultivo y de la tasa de evaporación (sistema sin extracción de agua).

El primer factor es el perfil físico del suelo, entendiendo como tal el conjunto de propiedades físicas que intervienen en el movimiento del agua en el suelo, para cada uno de sus horizontes o capas, pues el grado de estratificación que presenta el perfil es de gran importancia y, a veces, esto debe evaluarse en la profundidad explorada por las raíces (Figura 11.2).

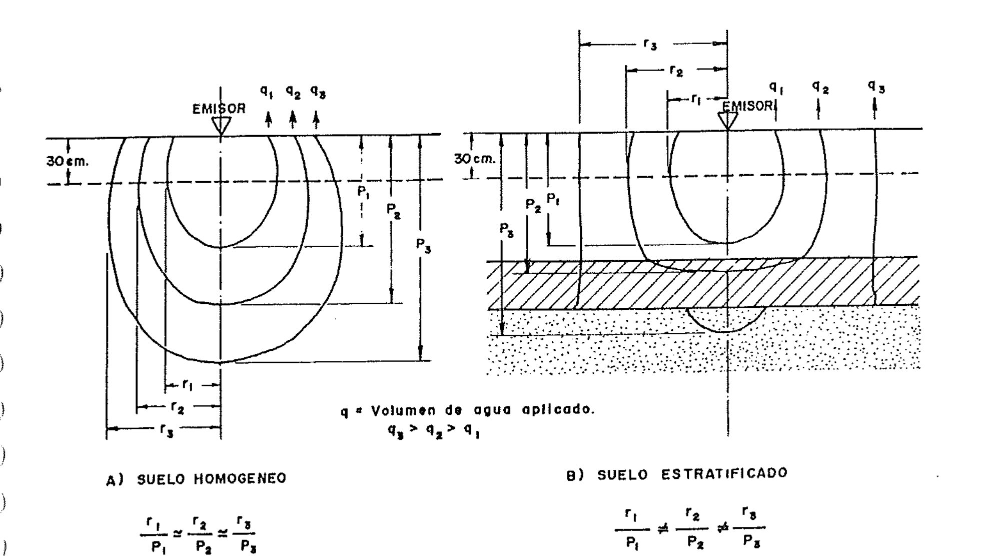


Fig. 11.2 Bulbos húmedos en suelo homogéneo y estratificado.

Dado un suelo, con un perfil físico establecido, la forma y dimensiones del bulbo mojado desde un emisor, dependerá de dos factores adicionales: volumen de agua aplicado y caudal del emisor. Estos dos factores han sido puestos de manifiesto experimentalmente por numerosos autores Goldberg, Gornat y Rimon, 1976; Bresler, 1977 y 1978; Roth, 1974; Stevenson y Tait, 1974; Farshi, 1979.

A medida que se incrementa el volumen de agua aplicado avanza el frente de humedad, tanto en profundidad como en sentido horizontal desde el emisor (Figura 11.5), aumentando el volumen de suelo mojado.

Para discutir el segundo de los factores será necesario definir la «pluviometría» de un riego por goteo de forma análoga a la de un sistema de aspersión. La pluviometría (en mm/h) sería el resultado de dividir el caudal del emisor (en l/h) por la superficie sobre la que cae la gota (en m^2). Aun para emisores de bajo caudal, la pluviometría en los momentos iniciales del riego será muy alta, dada la pequeña superficie sobre la que cae la gota, por lo que normalmente superará la velocidad de infiltración del suelo y se formará un charco que actuará como emisor (emisor de disco), disminuyendo la pluviometría a medida que aumenta la superficie del disco en razón al cuadrado del diámetro. Por otra parte, a medida que aumenta el tiempo de aplicación del agua sobre la porción de suelo que primero se mojó (el más próximo al emisor) desciende el flujo, pero esto se compensa con nuevo suelo, cada vez más lejos del emisor, a través del que comienza a fluir el agua a medida que el diámetro del disco o charco aumenta. Esto es así hasta un punto en el que se consigue el equilibrio y las dimensiones del disco de agua en superficie permanecen estables.

En base a la expresión de Wooding (1968), citado por Bresler (1978)

$$r = \left(\frac{4}{\alpha^2 \pi^2} + \frac{Q}{\pi K_s} \right)^{1/2} - \frac{2}{\alpha \pi} \qquad (11.1)$$

donde:

r es el radio final alcanzado por el charco.
Q es el caudal del emisor.
K_s es la conductividad hidráulica del suelo en saturación.
α es el exponente de la relación que liga el valor de la conductividad hidráulica con la carga de presión de agua en el suelo.

y además:

$$K(h) = K_s e^{-(\alpha h)} \qquad (11.2)$$

siendo:

$K(h)$ la conductividad hidráulica del suelo en un tiempo de infiltración h.

El fenómeno se ilustra en la Figura 11.3, donde vemos que a medida que aumenta la distancia al emisor debe transcurrir más tiempo para que comience el flujo, si bien al principio es más rápido (efecto del charco) y posteriormente más lento (el disco en superficie no crece más o lo hace muy lentamente y el flujo llega por movimiento horizontal a través del suelo). Con el mismo retraso se van alcanzando los valores de flujos estables correspondientes a flujo saturado, y en algunos puntos le-

jos del emisor, no llega a alcanzarse dentro del tiempo de riego que señala la Figura. Es también importante notar, cómo a medida que aumenta la distancia al emisor el valor inicial del flujo es más bajo, como consecuencia de que se parte de una humedad inicial superior del suelo y que este efecto disminuye con la distancia al emisor.

Si comparamos las gráficas de la Figura 11.3, podemos ver el efecto de dos caudales diferentes en el mismo suelo.

La Figura 11.4 ilustra, para dos caudales y dos tipos de suelo, cómo el radio de la zona inundada crece con el tiempo, rápidamente al principio y de forma más atenuada a medida que aumenta el tiempo, teniendo tendencia a un valor constante.

La Figura 11.5 resume el efecto presentado en las dos figuras anteriores, mostrando cómo varían para dos tipos de suelo la forma y dimensiones del bulbo húmedo, al variar el volumen de agua aplicado y el caudal del emisor.

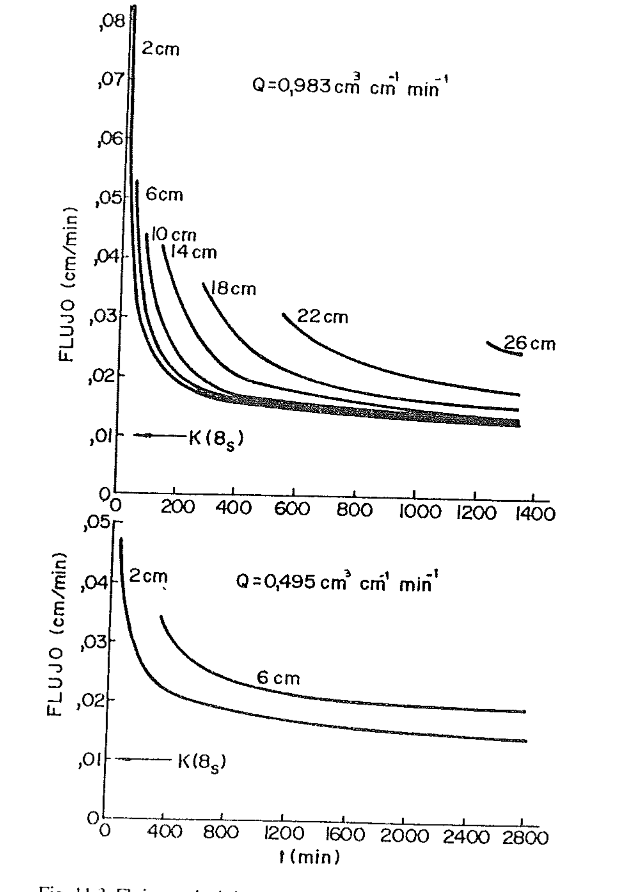


Fig. 11.3 Flujo vertical de agua en función del tiempo de infiltración y distancia al emisor para dos caudales.

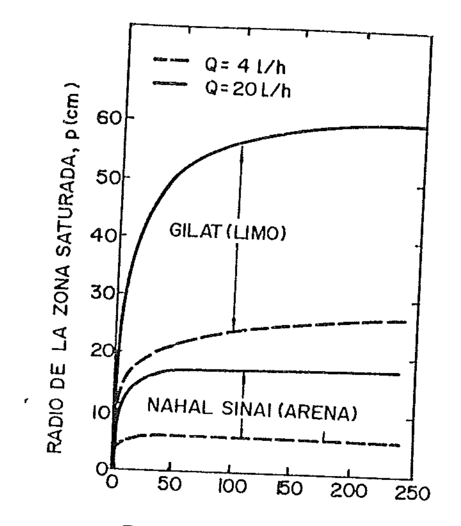


Fig. 11.4 Radio de la zona saturada en función del tiempo para dos suelos, franco K_s = 0,84 cm/h, α = 0,025 cm^{-1} y arenoso K_s = 8,4 cm/h, α = 0,065 cm^{-1} y dos caudales.

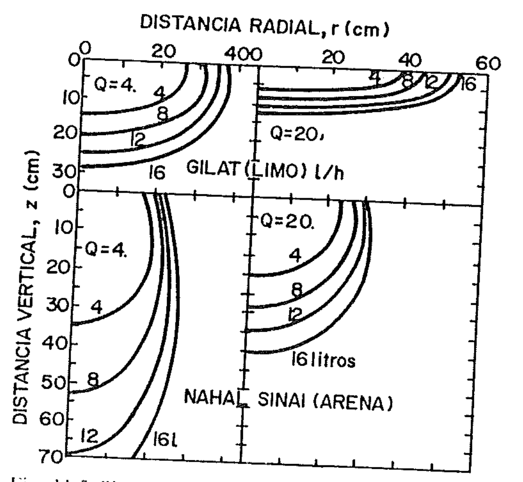


Fig. 11.5 Situación del frente mojado, función del tiempo de infiltración y de la infiltración acumulada en litros.

El último factor de los citados es la topografía del terreno. En todos los casos anteriores se ha supuesto terreno horizontal. Cuando existe pendiente, la conformación de los bulbos húmedos puede variar notablemente, debido a que el movi-

miento vertical del agua no será perpendicular a la superficie del terreno, ni el movimiento horizontal será paralelo a la misma y al desplazamiento del charco en el sentido de la pendiente. El resultado final será una pérdida de la simetría respecto a la vertical del emisor con que generalmente se representan los bulbos. En casos de alta pendiente y suelos de baja permeabilidad, pueden producirse desplazamientos importantes e incontrolados del agua del charco, creando problemas de manejo.

11.2 Estimación con fines de diseño

Las Figuras 11.3, 11.4 y 11.5 han sido producidas a través de un modelo matemático (Bresler, 1978). Los modelos para estimar el flujo de agua en el suelo desde una fuente puntual o lineal, han recibido considerable atención en los últimos años. La base de partida la constituye la ecuación del flujo del agua en el suelo. Brand et al. (1971) propusieron una solución numérica basada en diferencias finitas . Otros autores (Lomen y Warrick, 1974 y 1976; Warrick, 1974; Warrick y Lomen, 1974 y 1976; Raats, 1977 y Bresler, 1977 y 1978) han seguido una técnica alternativa, asumiendo que en un sistema de goteo, operado frecuentemente con períodos de aplicación de agua suficientemente largos, sería aplicable la relación exponencial entre conductividad hidráulica y la carga de presión del agua en el suelo anteriormente expuesta, llegando a soluciones análogas a la ecuación de flujo. Benasher, Lomen y Warrick (1978) compararon ambas soluciones, encontrando respuestas similares en términos generales. Una excelente revisión de estos modelos ha sido realizada por Bucks, Nakayama y Warrick, 1982 y Warrick en 1986.

11.2.1 Uso de modelos

Las dificultad matemática introducida por el flujo en dos o tres dimensiones, hace que los modelos existentes sean muy complejos, aun estableciendo una serie de restricciones pero que, a su vez, dan lugar a que sea muy variable su correspondencia con los valores obtenidos en campo en especial la de suponer que el suelo es un medio isótropo. Factores como la dimensión de la zona saturada bajo el gotero (Merril, Raats y Dirksen, 1978), volúmenes de agua aplicados respecto a la *ET*; extracción por raíces, medio porosos inclinados, etc., son generalmente ignorados, aunque han podido ser incluidos en los modelos más recientes (Miller, 1975; Bar-Yosef y Shekholslami, 1976; Jury y Earl, 1977; Bresler, 1978; Warrick, Lomen y Amoozegard-Fard, 1980; Zachmann, 1978) con las facilidades actuales para el uso de computadoras.

La principal dificultad para la utilización de estos modelos es la de que los diseñadores de riegos localizados, en muchas áreas del mundo, no disponen de los valores de los parámetros de suelo necesarios ni resulta fácil en muchos casos aplicarlos cuando las propiedades del suelo varían a lo largo del perfil. Sin embargo, se ha progresado mucho en este terreno por lo que, aunque de momento su utilidad principal está en los campos de la enseñanza y la investigación, en medio plazo puede extenderse su uso con fines de diseño.

11.2.2 Uso de tablas

Unas aproximaciones que se usan frecuentemente la constituyen unos datos medios, generalmente en base a la textura del suelo, que en forma de tablas aparecen en los manuales de riego por goteo. La utilización de estas tablas debe hacerse con mucha precaución, tras comprobar que las condiciones en que se diseña son muy similares a aquellas para las que las tablas fueron calculadas. Parece interesante recordar aquí que el movimiento del agua en el suelo no depende tanto de la textura como de la estructura del suelo y, sobre todo, de la existencia de discontinuidades en su perfil físico (suelos no homogéneos, estratificados). La Tabla 11.1 (Keller, 1978) tiene en cuenta, de alguna manera, la estratificación, pero, siguiendo las advertencias del propio autor se debe ser muy prudente en su uso. En esta tabla no aparece definido el volumen de agua aplicado para obtener los diámetros mojados que se indican. Por otra parte, la naturaleza, características, profundidad e inclinación de los estratos influyen notablemente y esto no puede preverse con carácter general. A título de ejemplo, usaremos el caso descrito por Burt y Ruehr (1979) donde la presencia de mica en suelos francoarenosos de zonas próximas a Fresno (California), produjo un movimiento lateral del agua desde el emisor de más de tres metros.

Tabla 11.1 Superficie mojada estimada para distintas texturas del suelo, profundidad de raíces y suelo y grados de estratificación, para un emisor de 4 l/h, en condiciones normales de funcionamiento

Profundidad de raíces y suelo Textura del suelo	Grado de estratificación del suelo		
	Homogéneo	Estratificado	En capas
	Diámetro de suelo mojado (m)		
0,80 m de profundidad			
ligero	0,50	0,80	1,10
medio	1,00	1,25	1,70
pesado	1,10	1,70	2,00
1,70 m de profundidad			
ligero	0,80	1,50	2,00
medio	1,25	2,25	3,00
pesado	1,70	2,00	2,50

Keller, 1978.

11.2.3 Prueba de campo

Quizá el método más simple y seguro que puede utilizarse, con fines de diseño, sea realizar un prueba de campo. Para ello, basta con un equipo sencillo, compuesto de:

— Depósito para agua de unos 100 litros de capacidad.
— Soporte para el depósito de aproximadamente 1,50 m de altura.
— Tubería de polietileno ø 12 ó 16 mm de 10 m de longitud.
— Emisores de flujo turbulento.

Con este equipo se aplican, varias veces, a través de laterales con emisores suficientemente espaciados como para que no haya solape de bulbos, tres o más volú-

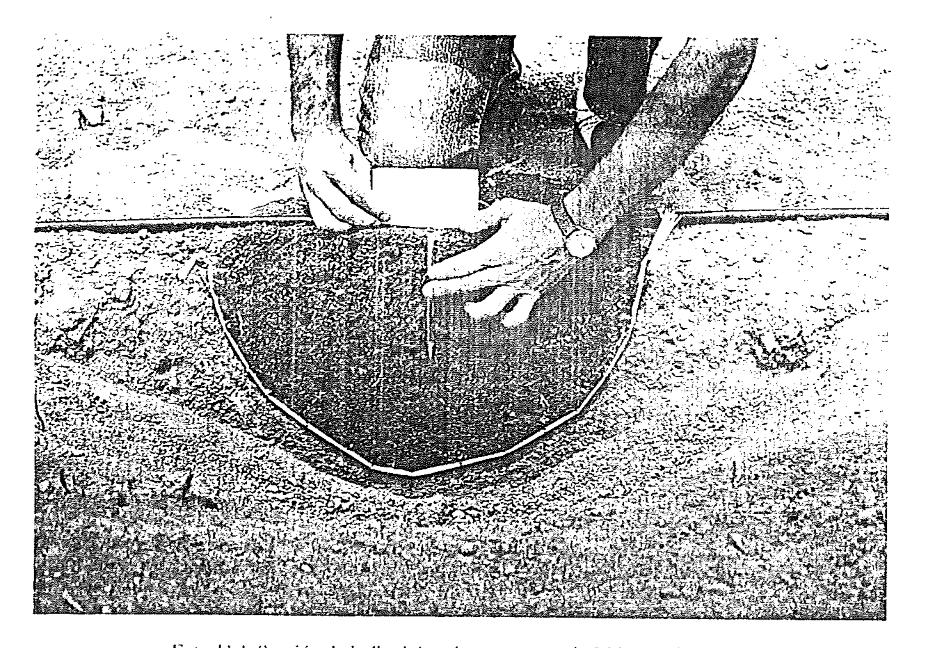


Foto 11.1 Sección de bulbo húmedo con gotero de 2 l/h y dosis de 4 l.

menes diferentes de agua: un 20% mayor, un 20% inferior e igual al estimado en los cálculos previos como necesario a aplicar desde un emisor. Al final de este proceso abriendo una zanja según una línea recta que pase por el punto donde estaba situado el emisor, se toman las medidas necesarias para dibujar con la mayor precisión posible la forma del suelo mojado. La determinación visual exacta de los contornos del bulbo, cuando se ha sometido el suelo a varios ciclos de humedecimiento, no es normalmente posible, aunque, en general, los resultados que se obtienen son suficientes con fines de diseño de instalaciones. Un muestreo posterior para determinación de humedad gravimétrica en varios puntos situados según una línea horizontal, a una profundidad conveniente, donde los puntos extremos se sitúan claramente fuera del bulbo, puede ayudar a precisar el contorno. Esta prueba debe repetirse tantas veces como la variabilidad del suelo aconseje. Parece interesante recordar aquí que cuanto más se parezcan las condiciones de la prueba a aquellas en que va trabajar la instalación, más confiables serán sus resultados. Es conveniente, pues, usar caudales similares a los que luego vayan a utilizarse, así como hacerla en presencia del cultivo si esto fuese posible.

Los datos a tomar son profundidad y radio mojado para los diversos volúmenes, y deben tabularse al tiempo que se calculan las relaciones radio-profundidad. Cambios muy bruscos en esta relación deben interpretarse como que el frente de humedad ha alcanzado una discontinuidad en el perfil. Esto debe comprobarse con un examen visual del perfil del suelo, si se ha practicado una zanja, que presenta la ventaja adicional, si estamos en presencia de cultivo, de poder evaluar la profundidad de raíces.

12 Frecuencia de aplicación. Riego a pulsos

12.1 Frecuencia de aplicación

Las plantas no responden directamente a la frecuencia de aplicación de agua, sino al potencial de agua en el suelo. Con aplicaciones infrecuentes, generalmente las plantas sufren valores altos de potencial durante los días anteriores a una aplicación. Si el potencial sobrepasa determinado valor umbral, variable según especies, puede producirse «stress» hídrico que, según su intensidad y duración y el estado fisiológico en que la planta se encuentre, puede tener influencia a nivel de producción. Al aumentar la frecuencia de riego las diferencias entre valores del potencial, entre aplicaciones, se amortiguan y normalmente éste se mantiene a nivel inferior al valor umbral.

Los riegos localizados se manejan usualmente como riegos de alta frecuencia porque, de una parte, obligados por el hecho de reducir el volumen de suelo mojado, se fraccionan las aplicaciones para suministrar, de modo eficiente, el agua que el cultivo necesita. De otra, porque el costo asociado a cada aplicación es bajo por tratarse de instalaciones fijas.

Sin embargo, el término «alta frecuencia» abarca una gama amplia de frecuencias que, en la práctica varía desde varias aplicaciones al día hasta intervalos de riego de 4 ó 5 días. Aunque el dimensionado de una instalación sólo depende de las necesidades hídricas y del tiempo disponible para riego, y no de la frecuencia, para el método de diseño que posteriormente se propondrá, es necesario prever un intervalo mínimo-máximo de frecuencias entre las que normalmente operará la instalación que se diseña. A este fin deben hacerse las siguientes consideraciones:

- La respuesta, en términos de producción, a la frecuencia de riego, no depende sólo del cultivo, sino del complejo suelo-planta-clima-calidad de agua. Para un cultivo dado, cuanto menos profundo y menos retentivo para el agua sea el suelo, mayor sea la tasa de *ET* y peor sea la calidad de agua de riego, mayor será la probabilidad de respuesta a frecuencias altas. Henderson y Fereres (1981). Por otra parte, la respuesta a la frecuencia será más probable cuanto menor sea el volumen de suelo mojado previsto en diseño.
- Cuando la frecuencia sea alta debe estudiarse la posibilidad de automatizar la instalación, lo que en muchas ocasiones, con intervalos de riego inferiores a un día es prácticamente inevitable, por lo que puede considerarse, en cierta medida, como un costo asociado a frecuencias muy altas.

12.2 El flujo de agua en el suelo con riegos de alta frecuencia

En los sistemas de riego convencionales existen unos importantes costos variables ligados a cada aplicación de riego, por lo que éstas se espacían todo lo que las

características del suelo y cultivo permiten. En estas condiciones la duración del proceso de infiltración es muy corta respecto al de extracción. En instalaciones fijas los costos variables asociados a la aplicación de agua son bajos. A medida que aumenta la frecuencia la importancia de la infiltración aumenta, hasta convertirse en el proceso dominante en riegos de alta frecuencia, con intervalos entre aplicaciones de 1 día o menores. En estas condiciones Rawlings (1973), cada aplicación de agua puede considerarse como una onda o pulso, cuyo efecto se amortigua, para la mayoría de los suelos, a pocos centímetros de profundidad. Esto hace posible que bajo esta zona puedan considerarse unas condiciones de régimen estacionario donde el flujo (q) es igual a la conductividad hidráulica no saturada $K(\Theta)$, en función de la humedad de equilibrio alcanzada (Θ).

$$q = K(\Theta) \qquad (12.1)$$

Si aplicamos agua al suelo con alta frecuencia y con una pluviometría (P) inferior a la conductividad hidráulica en saturación,

$$P < K_s \qquad (12.2)$$

la conductividad hidráulica del suelo se acomodará a las condiciones de flujo, de forma que:

$$q = P = K(\Theta) \qquad (12.3)$$

con lo que cuanto más bajas sean las pluviometrías pueden conseguirse humedades de equilibrio más bajas. Este fenómeno ha sido demostrado experimentalmente en numerosas ocasiones y últimamente en conexión con el riego por goteo, por Manfrinato, 1974; Zur, 1976; Levin y Van Rooyen, 1977; Levin et al., 1979.

Uno de los principales campos de aplicación es cuando existen condiciones de déficit de aireación, en la que valores más bajos de Θ pueden favorecer notablemente el desarrollo del cultivo. Manfrinato, 1974 obtuvo respuesta significativa en producción de tomate cuando usó goteros de 0,17 l/h, frente a 0,86; 2,9 y 8,7 l/h.

12.3 Riego a pulsos

La fabricación de emisores capaces de aplicar el agua a muy baja pluviometría es delicada y normalmente implicaría utilizar conductos excesivamente estrechos, muy sensibles a obturaciones.

Como solución alternativa se ensayó la posibilidad de utilizar emisores convencionales, accionados intermitentemente durante espacios cortos de tiempo, con intervalos más largos entre aplicaciones (riego a pulsos).

La «pluviometría media horaria» (Pm) sería:

$$Pm = \frac{P * t_p}{T} \qquad (12.4)$$

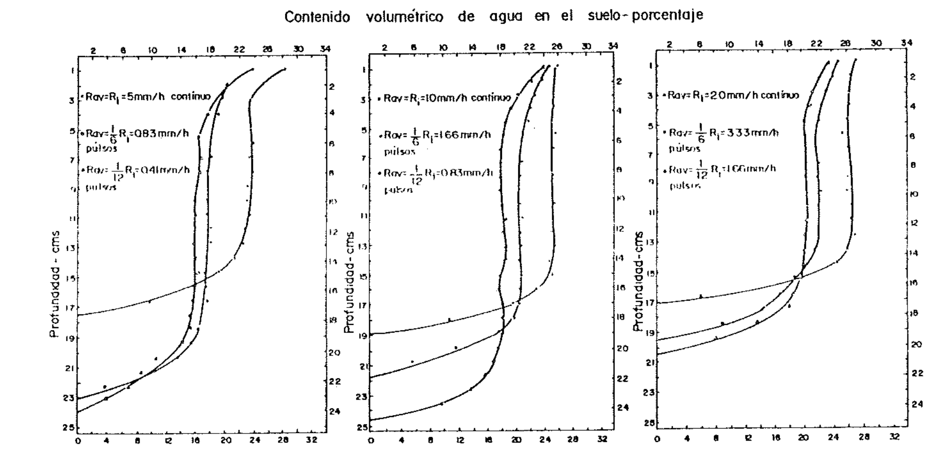
donde:

t_p es la duración del pulso.
T es el tiempo entre el inicio de dos pulsos consecutivos.
P es la pluviometría del emisor.

La pregunta que surge es si un emisor de pluviometría P, operado con una pluviometría media horaria Pm produce un efecto en la humedad del suelo comparable con el de un emisor que actuase continuamente con una pluviometría igual a Pm. Zur (1976) realizó un experimento en columnas verticales de suelo (Figs. 12.1, 12.2 y 12.3), donde obtuvo resultados comparables. La Figura 12.1 muestra los resultados con un emisor de 5 mm/h; 10 mm/h, en la Figura 12.2, y 20 mm/h, en la Figura 12.3. En todos los casos, al aplicar pulsos a los emisores se obtienen humedades menores. Al aplicar 0,83 mm/h, pulsando 1/6 el emisor de 5 mm/h (Figura 12.1) obtiene un 18 % de humedad, análogo al que obtiene cuando aplica los mismos 0,83 mm/h, pero pulsando 1/12 el emisor de 10 mm/h (Figura 12.2). Lo mismo sucede cuando aplica pluviometrías medias horarias de 1,66 mm/h con dos emisores diferentes (Figs. 12.2 y 12.3).

Zur y Salvadi (1977) desarrollaron un modelo matemático basado en la hipótesis de que el proceso de infiltración de agua bajo riego a pulsos es análogo a la propagación de una onda en un medio resistente. La comprobación experimental del modelo resultó buena. La amortiguación de las fluctuaciones del flujo y la humedad en el tiempo es exponencial con la profundidad. La profundidad para la amortiguación depende de la pluviometría del emisor y de la frecuencia y amplitud de los pulsos. Una relación muy utilizada es la de aplicar agua durante 10 min. cada hora.

Levin y Van Rooyen (1977) experimentaron con columnas verticales y horizontales de suelo. En el primer caso obtuvieron resultados análogos a los de Zur, ya descritos, con una disminución en el avance del frente húmedo, infiltración acumu-



Figs. 12.1, 12.2 y 12.3 Distribución en equilibrio del contenido volumétrico de agua en el suelo bajo aplicaciones continuas y a pulsos de agua a 5 mm/h (Fig. 1), 10 mm/h (Fig. 2), 20 mm/h (Fig. 3) (Zur, 1976).

lada y velocidad de infiltración del orden del 50%, mientras que en columnas horizontales el descenso estuvo entre el 13 y el 32%. Según los autores, esto sugiere la posibilidad de inducir, con el riego a pulsos, modificaciones en la forma del bulbo mojado en riego por goteo, favoreciendo el movimiento horizontal frente al vertical.

Levin et al. (1979) compararon mediante el modelo de Bresler y, experimentalmente, el efecto de emisores de 2, 4 y 8 l/h aplicados continuamente, frente a 1 l/h continuo y 2 l/h a pulsos, cuando la misma cantidad de agua fue aplicada en todos ellos. Los resultados mostraron que un 26% del agua aplicada en el primer grupo de emisores pasó los 60 cm de profundidad, mientras que sólo un 12% lo hizo en el segundo grupo. En cuanto al movimiento horizontal fue menos afectado (Figura 12.4)

Sin embargo, no debe olvidarse el efecto del caudal del emisor en el charco formado bajo él y su influencia en el movimiento horizontal ya discutido.

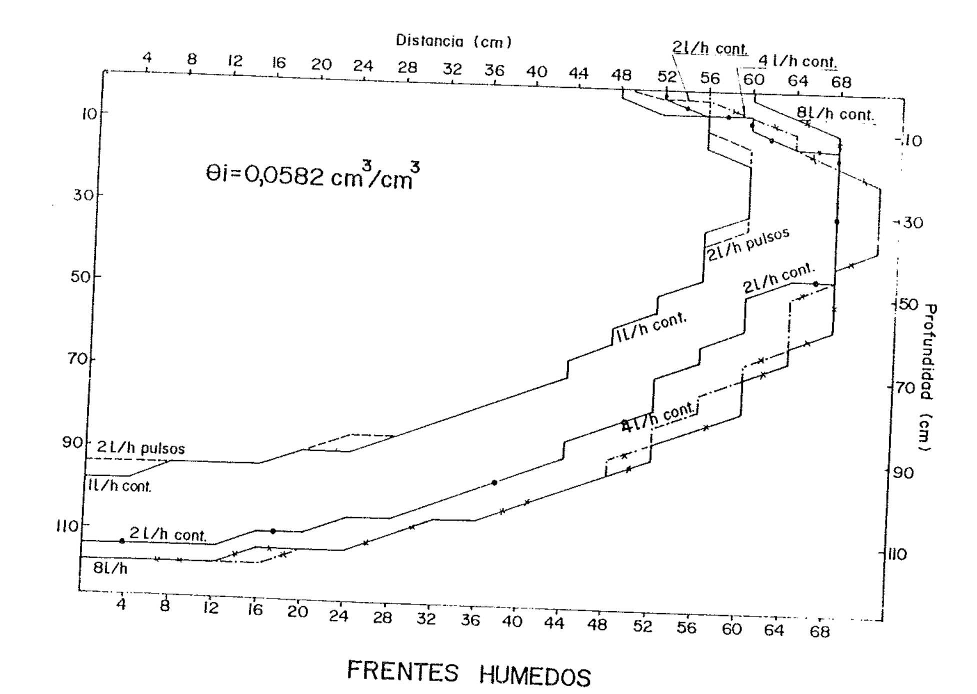


Fig. 12.4 Comparación del efecto de emisores aplicados continuamente y a pulsos según Levin et al. (1979).

13 Diseño agronómico

Una vez discutidos aquellos aspectos que parece obligado considerar en el diseño de una instalación de riego localizado, se aborda el proceso de diseño agronómico.

Para ello debe recordarse lo que al respecto se señaló en la introducción, donde se definió el diseño agronómico como el proceso que ha de garantizar que la instalación es capaz de suministrar, con una eficiencia de aplicación óptima, las necesidades hídricas del cultivo durante el período de máximo consumo, consiguiendo, además, mojar el volumen de suelo suficiente para su adecuado desarrollo y un efectivo control de sales.

Los objetivos son obtener los siguientes parámetros:

— Caudal y número de emisores.
— Situación de los mismos.
— Tiempo de aplicación.
— Necesidades totales de riego.

Los datos de partida son:

— Dosis neta de riego en período pico expresada en litros/planta por día o en mm por día.
— Porcentaje de suelo mojado (*P*) o (*P'*).
— Profundidad esperada de raíces para el suelo y cultivo de que se trate.
— Intervalo mínimo y máximo entre riegos que se desea, expresado en días.
— Marco de plantación.
— Resultados de la prueba de campo, indicando radio y profundidad de suelo mojados para diversos volúmenes de agua.
— Necesidades de lavado.

Con estos datos pueden iniciarse una serie de tanteos que permitirán obtener las condiciones adecuadas de diseño, satisfaciendo las siguientes relaciones, por el orden en que se citan:

1.º Profundidad mojada = profundidad de raíces * *K*, variando *K* entre 0,9 y 1,2.

2.º Area que se desea mojar por planta = área que moja un emisor * número de emisores por planta (puede sustituirse planta por m²).

3.º Necesidad de agua en litros por planta y día o mm/día * intervalo entre riegos en días = volumen de agua aplicado por emisor en litros * número de emisores por planta (o por m²).

4.º Disposición de laterales.

La primera limitación al diseño la constituye la profundidad mojada que no debe superar en más de un 10 ó 20% la profundidad radicular del cultivo, si se quiere conseguir una alta eficiencia de aplicación en parcela. Un 10 ó 20% más de profundidad mojada puede ser deseable como fracción de lavado para control de sales (Stevenson y Tait., 1974), salvo que la calidad del agua de riego a emplear aconseje fracciones de lavado superiores.

Una vez obtenido el intervalo de profundidades a mojar, buscamos en el cuadro de la prueba de campo qué radio mojado y qué volumen de agua le corresponden. Si la profundidad deseada no se aproxima a ninguna de las determinadas en la prueba de campo, puede estimarse cuál sería el radio correspondiente a la profundidad deseada, tomando en el cuadro la relación radio/profundidad (*r/p*) y multiplicándola por el nuevo valor de la profundidad. Esto supone considerar que el aumento de tamaño que experimenta el bulbo húmedo es proporcionado en todas sus dimensiones, lo que sólo puede considerarse como aproximación válida en suelos profundos y muy homogéneos. Si este no fuera el caso, como frecuentemente sucede, sería necesario repetir la prueba con mayor o menor cantidad de agua, pues la forma del bulbo mojado puede variar considerablemente según que el frente húmedo alcance o no determinadas capas de suelo. Una vez establecida la profundidad mojada se fijan el radio mojado y el volumen de agua a aplicar desde un emisor, así como el área mojada por el mismo.

La segunda relación permite determinar el número mínimo de emisores necesarios (e) por planta o m².

$$e = \frac{\text{Area que es necesaria mojar (m}^2\text{)}}{\text{Area mojada por un emisor (m}^2\text{)}}$$

donde el área que es necesario mojar (A), se obtiene por alguna de las siguientes expresiones:

— En cultivos espaciados:

$$A\ (m^2/planta) = P' * Area\ sombreada\ (m^2/planta) = P * Area\ correspondiente\ según\ plantación\ (m^2/planta)$$

— En cultivos de alta densidad de plantación:

$$A\ (\text{m}^2) = \frac{P}{100}$$

El volumen de suelo que es necesario mojar determina el número de emisores por planta que serían precisos y, por tanto, el costo de la instalación.

En la Tabla 13.1 (Hernández Abreu, 1979), se presenta una estimación teórica para banana, del número de puntos de emisión por planta necesarios en diversos tipos de suelos de las Islas Canarias. De su análisis se deduce que el número de emisores para unas mismas condiciones de clima y cultivo, depende de las características del flujo del agua en el suelo y de ahí la importancia de conocer estas propiedades antes de ejecutar el diseño.

Las variaciones de área son proporcionales al cuadrado del radio, por lo que a partir de un determinado valor de la relación (*r/p*), el número de emisores aumenta considerablemente para pequeñas disminuciones de ésta, y en esas condiciones la adaptabilidad al riego por goteo es mala y comienzan a ser ventajosos otros sistemas de riego.

Tabla 13.1 Estimación del número de puntos de emisión por planta necesarios para platanera en diferentes tipos de suelos de las Islas Canarias

Relación radio-profundidad mojado	Radio mojado (cm)	Superficie mojada por gotero (m²)	Número de goteros necesarios	Adaptabilidad al goteo
1,30	65,0	1,33	1	Buena
1,15	57,5	1,04	2	Buena
1,00	50,0	0,78	2	Buena
0,90	45,0	0,63	2	Buena
0,80	40,0	0,50	3	Buena
0,70	35,0	0,38	4	Media
0,60	30,0	0,28	5	Media
0,50	25,0	0,20	7	Mala
0,40	20,0	0,12	10	Mala

Area sombreada por el cultivo (estimada): 3,2 m².
Porcentaje de suelo mojado mínimo adecuado (estimado): 40% - 1,3 m².
Profundidad a mojar: 50 cm.
Dosis máxima de riego: 25 l por planta y día.
Intervalo entre riegos: 1-3 días.

Mediante la tercera relación:

$$N * I = e * Ve \tag{13.1}$$

donde:

N son las necesidades netas de riego (sin considerar percolación, eficiencia de riego ni fracción de lavado) en l/planta y día o en mm/día.
I es el intervalo entre riegos en días.
e es el número de emisores por planta o por m².
Ve es el volumen de agua aplicado desde un emisor en litros.

Se determina si con el número de emisores y el volumen de agua por emisor, previamente elegidos se obtiene un intervalo entre riegos dentro de los límites inicialmente establecidos. Si no fuese así, pueden presentarse dos situaciones:

El intervalo obtenido es superior a los límites fijados:

La única forma de disminuir I sería haciéndolo con e o con Ve. Si disminuimos e no satisfaríamos el porcentaje de suelo mojado. Si disminuimos Ve no sólo no obtendríamos el porcentaje de suelo mojado establecido, sino que tampoco mojaríamos la profundidad deseada. En este caso podríamos optar por:

a. *Disminuir el caudal del emisor.* Con ello conseguiríamos en el campo una relación *r/p* menor y, por tanto, necesitaríamos más emisores para satisfacer el mismo P o P' y menor volumen aplicado para la profundidad a mojar. Normalmente, al reducir el caudal del emisor, el producto $e * Ve$ disminuye sólo ligera-

mente, dependiendo de los suelos, pero, en todo caso, a costa de incrementar el número de emisores, lo que es, generalmente, muy caro.

Ejemplo:

Datos tomados de la Figura 11.4 en el Capítulo 11.

Suelo arenoso:

— Profundidad a mojar: 35 cm.
— Superficie a mojar: 1 m^2.

Q = 4 l/h.
Ve = 4 l; r = 17 cm; e = 11; $e * Ve$ = 44 l.
Q = 20 l/h.
Ve = 12 l; r = 28 cm; e = 4; $e * Ve$ = 48 l.

b. *Aplicar el Ve calculado y la I máxima fijada*: Esto sólo es válido si las pérdidas en profundidad que se producirían no son excesivas o sirven para satisfacer requerimientos de lavado para control de sales. De lo contrario, hay que optar por ampliar el *I* máximo previsto. Es importante, en este caso, hacer consideraciones sobre la respuesta del cultivo a la alta frecuencia (Cap. 12).

El intervalo obtenido es inferior a los límites fijados:

Según la ecuación 13.1, quedarían dos opciones:

Aumentar *e* con el consiguiente encarecimiento de la instalación o aumentar la *Ve*, lo que implica una pérdida de eficiencia, excepto que sea necesario aplicar fracción de lavado. Debe recordarse que un aumento de *e* o de *Ve* va a incrementar *P*, lo que supone dar mayor potencialidad a la instalación. Disminuir *I* a valores de varios riegos al día, implica, en la práctica, disponer de automatismo.

Por último, es necesario diseñar la disposición de laterales, lo que puede conllevar nuevas modificaciones. La localización del riego puede hacerse, bien sea en franjas (se usan para ello disposiciones en simple y doble línea lateral), normalmente en cultivos de alta densidad o bien aplicando el agua alrededor de la planta (aros, zigzag, etc.), que son disposiciones propias de cultivos muy espaciados.

La disposición en simple y doble línea lateral, cuando se pretende mojar una franja, implica no dejar espacios secos entre bulbo y bulbo. Los solapes más usados son entre el 15 y 25%.

En este punto es conveniente recordar que no sólo debe adaptarse el diseño de laterales a las prácticas de cultivo, sino que, a veces, ligeros cambios en éstas permiten abaratar notablemente las instalaciones. Un caso que se presenta con frecuencia en cultivos hortícolas, es la conveniencia en modificar ligeramente el marco de plantación, respetando la densidad.

El proceso, brevemente expuesto, debe ser reiterativo hasta encontrar la mejor combinación de elementos que permitan obtener una instalación diseñada al óptimo del binomio eficiencia-coste, sin olvidar que en ocasiones tendremos que optar por no aplicar el sistema de goteo, sino acudir a otros métodos de riego locali-

zado, como microaspersión, o a métodos de riego convencionales, que en muchas ocasiones supondrán la mejor solución del binomio citado.

El método propuesto presenta como ventaja adicional el permitir dar normas razonablemente aproximadas para el posterior manejo del programa de riegos.

Dado que en esencia se trata de un proceso lógico y reiterativo, se presta a modelación para cálculo numérico (ver apéndice A).

14 Obturaciones

La obturación de instalaciones, fundamentalmente de emisores, es el problema más delicado, por su difícil solución, que se presenta en los riegos localizados, principalmente a goteo, donde los diámetros de paso y la velocidad del agua en los emisores son menores que en miniaspersión. Cuando se presentan problemas de obturación, los caudales de los emisores disminuyen, a veces, hasta niveles en que es imposible suministrar al cultivo las necesidades de riego, aún aumentando la presión de trabajo; pero sin necesidad de llegar a ese nivel de colmatación, las obturaciones, al no afectar en un mismo grado a todos los emisores de una instalación, introducen un nuevo factor de variación de caudales no previsto, que se suma a las originadas por las variaciones en fabricación y el diseño hidráulico. Como consecuencia, el coeficiente de uniformidad de riego disminuye hasta valores en que la eficiencia de aplicación se hace baja e influye en la producción de los cultivos.

La Figura 14.1, confeccionada en base a los resultados obtenidos por Nakayama y Bucks (1981), ilustra lo anterior, mostrando la disminución de la uniformidad de riego en función del porcentaje de emisores obstruidos y del número de emisores por planta.

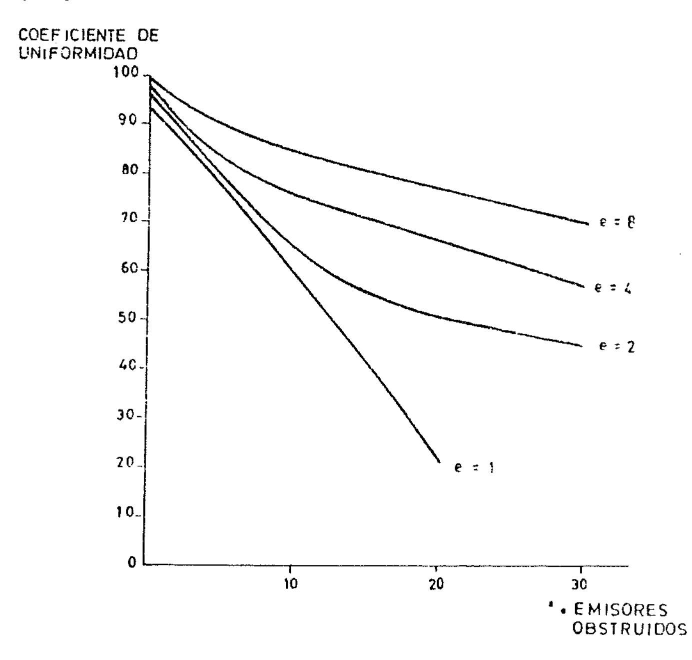


Fig. 14.1 Variación de la uniformidad de riego en función del % de emisores obstruidos, según Nakayama y Bucks (1981).

La prevención, suele ser el mejor medio de lucha contra la obturación, pues usualmente se detecta cuando el grado de obturación es avanzado, y en estos casos la limpieza de emisores y conducciones, cuando se consigue que sea suficientemente eficaz, resulta cara.

No es de extrañar, por tanto, que en una encuesta realizada por el Comité Internacional de Riegos y Drenajes, los Comites Nacionales declaren que las obturaciones es el mayor problema en las zonas con riego localizado.

En este capítulo, se darán las normas más usuales para los problemas que generalmente se presentan. Sin embargo, en ocasiones se trata de problemas graves que exigen el uso de técnicas especiales como coagulación, floculación, precipitación química, etc. En estos casos, es preferible consultar con especialistas en tratamiento de agua para usos industriales o urbanos, pues es comprometido dar recomendaciones sin un conocimiento detallado de los numerosos parámetros que concurren en cada caso.

14.1 Tipos de obturaciones

— *Físicas:* son debidas a materias minerales u orgánicas en suspensión en el agua de riego (internas), o que sin ser transportadas por el agua de riego acceden a los emisores directamente desde el exterior (externas).

— *Químicas:* son debidas a precipitaciones de sustancias disueltas en el agua de riego, o incorporadas en la propia instalación (agroquímicos).

— *Biológicas:* son debidas a organismos o partes de ellos incorporados en el agua de riego o directamente desde el exterior, que se desarrollan posteriormente dentro de la instalación hasta ocasionar problemas.

14.1.1 Físicas

Internas: Hemos de distinguir dos tipos. Las debidas a partículas gruesas, por lo general al principio del conducto de disipación de presión del emisor. En este caso, el caudal desciende instantáneamente.

Las debidas a sedimentación de partículas muy finas que se depositan sobre la pared del conducto del emisor, cuando el flujo no es suficientemente turbulento y especialmente cuando la longitud es larga. En estos casos el caudal desciende lentamente.

Las debidas a partículas gruesas se solucionan, en general eficientemente, con una instalación de filtrado adecuada al tipo y cantidad de contaminante del agua. Frecuentemente es necesaria la instalación de prefiltros o depósitos de decantación que eliminen una parte de los contaminantes antes de la estación de filtrado. En el capítulo correspondiente a filtros se describieron diversos tipos, sus características, prestaciones, así como los parámetros usados en su diseño y algunos detalles de instalación.

Gilbert et al, 1981, encontraron que las partículas de plástico del propio sistema es una de las causas de obstrucción más común, y fue responsable del 26% de los taponamientos observados en el estudio.

A veces es conveniente la aplicación de productos químicos para control de algas y plantas acuáticas en embalses y depósitos de agua al aire libre. En este caso pueden usarse productos herbicidas con la materia activa adecuada al tipo de planta a tratar. Las sustancias de uso más común en instalaciones de riego localizado son la acroleína y el sulfato de cobre, por lo que en el anexo se incluyen algunas especificaciones para su uso, tomadas del Comité para el Manejo y Mantenimiento de Sistemas de Riego y Drenaje de la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE, 1980).

El segundo tipo de obturaciones físicas internas es el producido por *partículas muy finas*, tipo coloidal, que atraviesan los filtros y que posteriormente se depositan en las conducciones y pasos de emisores formando agregados de mayor tamaño que pueden ocasionar obturaciones. Como prevención el diámetro de paso en los filtros debe ser varias veces (unas diez) más pequeño que el de los conductos de los emisores, pero, a pesar de ello, es un problema que suele presentarse con frecuencia. Este fenómeno fue estudiado por Shannon et al. (1982), quienes encontraron que la ecuación de Durand relativa al transporte de sedimentos es aplicable a las líneas laterales, pudiendo predecirse así las zonas de acumulación de los sedimentos. En los laterales estudiados, los depósitos comenzaron a una distancia del origen del lateral de aproximadamente el 60% de su longitud, en zonas discretas de tres a ocho cm de longitud, separados de 30 a 60 cm entre sí (Figura 14.2). Estos depósitos emigraban lentamente aguas abajo, al transportar la corriente las partículas del lado aguas arriba del depósito que tiene la pendiente más suave, para depositarlas nuevamente en el lado de aguas abajo, de pendiente más acusada. La acumulación máxima de depósitos se produce a una distancia del origen del lateral del orden del 90% de su longitud.

El tratamiento consiste en una limpieza a presión de la instalación, unos (3 kg/cm²) con la metodología que se describe en el Anexo. A veces, los depósitos aparecen cementados por sustancias mucilaginosas que pueden ser colonias de contaminantes biológicos (bacterias, crustáceos microscópicos, etc.). En estos casos, previa a la limpieza a presión, debe aplicarse algún tratamiento de los recomendados para este tipo de contaminante y que se verán posteriormente. La Figura 14.3, Shannon et al.

Fig. 14.2 Forma de un sedimento típico. Velocidad de flujo 0,3 m/s.

(1982), ilustra la importancia de la frecuencia de limpieza en la acumulación de sedimentos y, por tanto, en el peligro de obturación.

Externas: son obturaciones producidas por partículas sólidas, proyectadas desde el exterior sobre los emisores que tienen sus salidas en contacto con el suelo. Los agentes más frecuentes son las gotas de lluvia y el sifonamiento de agua en emisores situados en agua, sobre todo por un cierre rápido de la instalación. No todos los tipos de emisores son igual de sensibles a este problema, pues depende mucho del diseño. Entre los que más suelen verse afectados podemos citar a los microtubos y a las tuberías de orificio y porosas.

La limpieza a presión no siempre es positiva y, por eso, quizá lo más eficaz sea prever durante la instalación que las salidas de los emisores no estén en contacto con el suelo, usando pinzas u otros dispositivos adecuados, instalar las tuberías con sus orificios hacia arriba, etc.

En áreas de intensa erosión eólica los emisores pueden quedar cubiertos por arcilla y limo fino, lo que puede provocar obturaciones con mayor o menor frecuencia, dependiendo de la geometría del emisor.

14.1.2 Químicas

Estas obturaciones son provocadas por la precipitación en el interior de la instalación de sustancias que atraviesan los filtros disueltas, o como consecuencia de la

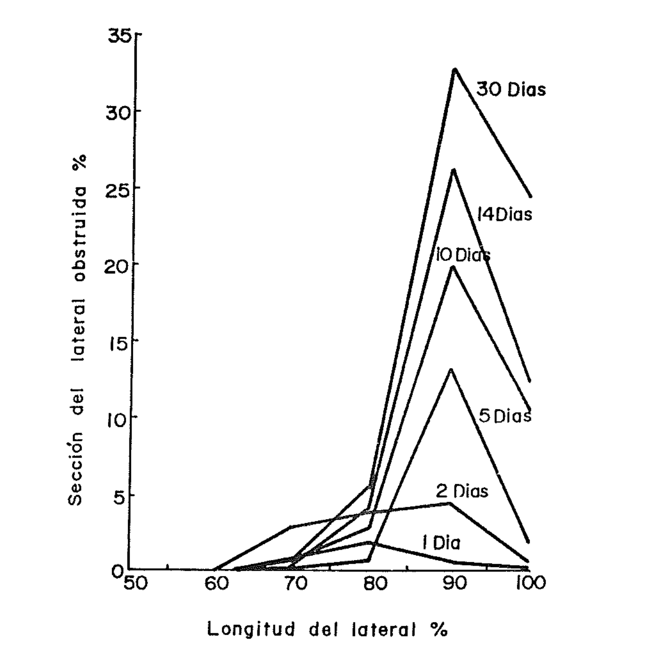


Fig. 14.3 Acumulación de sedimentos en el lateral según Lhanson et al. (1982).

evaporación directa desde los emisores en el espacio, entre riegos. El riesgo de que se presente este tipo de obturación se eleva cuando se usan aguas subterráneas.

Las precipitaciones más frecuentes son:

— Carbonatos y sulfatos de calcio.
— Hierro y manganeso que pueden pasar a formas oxidadas insolubles.
— Agua ricas en sulfuros que pueden precipitar algunas formas insolubles.

A estos iones procedentes de aguas naturales pueden añadirse y reaccionar los componentes de los productos agroquímicos incorporados al agua de riego, especialmente los fertilizantes.

Las obturaciones a la salida del conducto de disipación de la energía en el emisor, se producen, en general, por incremento de la concentración de sales debido a la evaporación del agua.

Las obturaciones al inicio del conducto, son de tipo físico, ya que suelen deberse a taponamiento por incrustaciones desprendidas de la pared de la tubería.

Las obturaciones en la zona intermedia del conducto, se deben a obturaciones sobre las paredes del mismo.

Los riesgos potenciales de obturación por precipitación química pueden preverse mediante análisis de agua, pero los resultados analíticos correlacionan mal, en términos generales, con el grado de obturación de los diferentes emisores, puesto que su geometría influye decisivamente. En el término geometría no sólo deben incluirse los diámetros y longitudes de los pasos de agua, sino también cuáles son las zonas del emisor que quedan llenas de agua al finalizar el riego, y cuáles están expuestas a la evaporación.

14.1.2.1 *Precipitados de calcio*

Se producen, fundamentalmente, en forma de carbonatos, cuando la concentración sobrepasa el producto de solubilidad para el pH y la temperatura del agua. Los puntos críticos son aquellos en que el agua permanece en reposo durante los períodos entre riegos y las salidas al exterior, donde la evaporación aumenta la concentración de sales.

A) *Tratamientos preventivos*. El tratamiento puede hacerse mediante un antiincrustante o mediante acidificación del agua a valores en que la precipitación no se produzca. En ambos casos la aplicación puede hacerse durante todo el riego o en la última parte del mismo, de forma que el agua que permanezca en el interior de la red no produzca precipitación. La disminución del Ph también favorece el control de bacterias.

La determinación de la cantidad de ácido necesaria para alcanzar un pH determinado (se recomienda que sea inferior a 7,5) puede hacerse de las siguientes maneras:

1. Determinar en laboratorio, mediante curva de neutralización, el factor ácido (**f**), que es el número de meq. de ácido por litro de agua necesarios para alcanzar el pH deseado. Si un litro necesita f meq. de ácido, 1 m^3 necesitará f equivalentes de ácido. Por tanto, serán necesarios f/N litros de ácido por m^3 de agua de riego, siendo N la normalidad del ácido utilizado.

Las normalidades de los ácidos concentrados grado técnico son:

— Acido clorhídrico: 12.
— Acido fosfórico: 45.
— Acido nítrico: 16.
— Acido sulfúrico: 36.

2. El factor pH de equilibrio puede determinarse con suficiente aproximación por el índice de saturación de Langelier (Is):

$$Is = \text{pH } agua - pH_s \qquad (14.1)$$

siendo,

pH_s el pH al cual un agua con una determinada alcalinidad y contenido en calcio está en equilibrio (ni sobresaturada ni subsaturada de carbonato cálcico).

Es decir, valores positivos de *Is* indicarán que el agua depositará carbonato cálcico. Valores de *Is* negativos indicarían que la tendencia del agua no sólo no es la de depositar carbonato cálcico, sino la de disolver depósitos calizos. Una expresión muy aproximada del pH_s es:

$$pH_s = (pK'_2 - pK'_s) + pCa + pAlc \qquad (14.2)$$

donde:

K'_2 y K'_s son, respectivamente, las constantes de la segunda disociación del ácido carbónico y el producto de solubilidad del carbonato cálcico. Ambos dependen del contenido total de sólidos y de la temperatura.
pCa es la expresión logarítmica de la concentración molal de Ca.
pAlc es la expresión logarítmica de la alcalinidad total expresada como equivalentes de $(CO_3 + HCO_3)$.

El procedimiento sería el siguiente:

Análisis de agua necesario: pH, *Ca, Mg, Na* (o conductividad eléctrica o sólidos disueltos totales), CO_3 y HCO_3 (iones en meq/l).

Cálculo de pH_s (pH *calculado*)

$$pH_s = (pK'_2 - pK'_s) + pCa + pAlc \qquad (14.3)$$

Cálculo:

a. $pK'_2 - pK'_s$

1. Si se conoce *Na + Ca + Mg* (meq/l) $(pK'_2 - pK'_s)$ se obtiene en la segunda columna de la tabla (a partir de la primera columna directamente).

2. Si se conoce la conductividad eléctrica (mmhos/cm) se calculan los meq/l de *Na + Ca + Mg*, a partir de:

$$meq/l\ (Na + Ca + Mg) = CE\ (mmhos/cm) * 10$$

y se procede como en 1.

3. Si se conocen los sólidos disueltos totales *(TDS)*, se calculan los meq/l de *Na + Ca + Mg*, a partir de:

$$meq/l\ (Na + Ca + Mg) = \frac{TDS\ (mg/l)}{64}$$

y se procede como en 1.

El término $pK'_2 - pK'_s$ depende de la temperatura. Los valores de la tabla son válidos para 25° C. En el rango entre 15 y 40° el término $(pK'_2 - pK'_s)$ debe incrementarse el 1% por cada °C de descenso por debajo de 25° C, y debe disminuirse el 1% por cada °C de aumento por encima de 25° C.

b. *pCa*: Logaritmo negativo de la concentración de *Ca*. Se obtiene en la cuarta columna de la tabla (a partir de la tercera columna directamente).

c. *pAlc*: Logaritmo negativo de la concentración de $(CO_3 + HCO_3)$. Se obtiene en la sexta columna de la tabla (a partir de la quinta columna directamente).

Tabla 14.1 Valores para el cálculo de pH_S

Conc. *Ca + Mg + Na* (meq/l)	$pK'_2 - pK'_s$	Conc. *Ca* (meq/l)	*P (Ca)*	Conc. $CO_3 + HCO_3$ (meq/l)	*pAlc*
0,5	2,11	0,05	4,60	0,05	4,30
0,7	2,12	0,10	4,30	0,10	4,00
0,9	2,13	0,15	4,12	0,15	3,82
1,2	2,14	0,20	4,00	0,20	3,70
1,6	2,15	0,25	3,90	0,25	3,60
1,9	2,16	0,32	3,80	0,31	3,51
2,4	2,17	0,39	3,70	0,40	3,40
2,8	2,18	0,50	3,60	0,50	3,30
3,3	2,19	0,63	3,50	0,63	3,20
3,9	2,20	0,79	3,40	0,79	3,10
4,5	2,21	1,00	3,30	0,99	3,00
5,1	2,22	1,25	3,20	1,25	2,90
5,8	2,23	1,58	3,10	1,57	2,80
6,6	2,24	1,98	3,00	1,98	2,70
7,4	2,25	2,49	2,90	2,49	2,60
8,3	2,26	3,14	2,80	3,13	2,50
9,2	2,27	3,90	2,70	4,00	2,40
11,0	2,28	4,97	2,60	5,00	2,30
13,0	2,30	6,30	2,50	6,30	2,20
15,0	2,32	7,90	2,40	7,90	2,10
18,0	2,34	10,00	2,30	9,90	2,00
22,0	2,36	12,50	2,20	12,50	1,90
25,0	2,38	15,80	2,10	15,70	1,80
29,0	2,40	19,80	2,00	19,80	1,70
34,0	2,42				
39,0	2,44				
45,0	2,46				
51,0	2,48				
59,0	2,50				
67,0	2,52				
76,0	2,54				

Cálculo del índice de saturación de Langelier (Is)

$$Is = pH - pH_s \quad (14.4)$$

pH = pH del agua de riego.
pH_s = pH calculado.

El índice de saturación indica fácilmente el valor del pH de equilibrio a alcanzar, pero no la cantidad de ácido que sería necesario aplicar para conseguirlo. A este fin es necesario realizar una curva de titulación del agua del riego, obtenida determinando en recipiente cerrado el pH alcanzado tras aplicar cantidades crecientes de una solución de ácido de concentración conocida.

Cuando no se dispone de esta curva, puede realizarse la siguiente aproximación numérica, advirtiendo que, dependiendo de la composición del agua, puede dar errores apreciables:

Cálculo de la alcalinidad corregida (Alc_c) para evitar precipitación

$$pAlc_c = pAlc + Is \quad (14.5)$$

$Alc_c = 10^{-pAlcc}$; o bien Alc_c puede obtenerse en la quinta columna de la tabla (a partir del valor correspondiente de $pAlc_c$ en la columna seis).

Este Alc_c es el valor final de alcalinidad que debe tener el agua para evitar precipitación de $CaCO_3$.

Cálculo de la concentración de $CO_3 + HCO_3$ *a eliminar* (Alc_e).

La cantidad de carbonato y bicarbonato a eliminar será:

$$Alc_e = Alc - Alc_c \quad (14.6)$$

$Alc = CO_3 + HCO_3$ del agua de riego (meq/l).
Alc_c = Alcalinidad corregida calculada anteriormente.

Cálculo de ácido a añadir

f = ácido a añadir (meq/l)= $CaCO_3$ (como $CO_3 + HCO_3$) a eliminar (meq/l) = Alc_c.

Una vez obtenido f se opera como en el caso 1. Es decir, litros de ácido por m³ de agua de riego a añadir es igual a f/N.

Ejemplo:

Sea un análisis:

pH = 8,17.
CE = 0,925 mmhos/cm.
Temperatura = 21,1 °C.
Ca = 3,24 meq/l.
$CO_3^{=}$ = 0 meq/l.
HCO_3^{-} = 7,79 meq/l.

En las tablas:

$pK'_2 - pK'_s = 2{,}36$: Entrando con $Ca + Mg + Na = CE * 10 = 9{,}25$ meq/l y corrigiendo la temperatura.
$pCa = 2{,}75$: Entrando con $Ca = 3{,}24$ meq/l.
$pAlc = 2{,}09$: Entrando con $CO_3 + HCO_3 = 7{,}79$ meq/l.
$pH_s = 2{,}36 + 2{,}75 + 2{,}09 = 7{,}2$.
$Is = 8{,}17 - 7{,}2 = 0{,}97$.
$pAlc_c = pAlc + Is = 2{,}09 + 0{,}97 = 3{,}06$.
$Alc_c = 0{,}87$ meq/l: Entrando en la tabla con 3,06.

— Alcalinidad a eliminar = Alc_e 7,79 - 0,87 = 6,92 meq/l.
— Acido a añadir f = 6,92 meq/l.
— Acido clorhídrico ClH (12 N) = $\frac{6{,}92}{12} = 0{,}57$ l/m³.
— Acido sulfúrico SO_4H_2 (36 N) = $\frac{6{,}92}{36} = 0{,}19$ l/m³.
— Acido nítrico NO_3H (16 N) = $\frac{6{,}92}{16} = 0{,}43$ l/m³.
— Acido fosfórico PO_4H_3 (45 N) = $\frac{6{,}92}{45} = 0{,}15$ l/m³.

Según Nakayama 1986, debe tenerse presente la alta temperatura que, a veces, se alcanza en el interior de las mangueras de Polietileno y que disminuyen la solubilidad del CO_3Ca, con lo que aumenta el riesgo de precipitación.

A veces resultan unos volúmenes de ácido por m³ de agua lo suficientemente altos como para no inyectarlos durante todo el riego y se recurre a aplicarlo durante su última parte, para tratar solamente el agua que permanece dentro de la instalación al finalizar el mismo.

El volumen de agua necesario para que el ácido llegue a los últimos emisores puede determinarse cubicando la instalación y multiplicando su resultado por dos o tres como garantía.

El tiempo que tarda el ácido en llegar a los últimos emisores de las subunidades más alejadas puede medirse utilizando un papel indicador de pH. En la práctica, como garantía, se comenzará la aplicación de ácido durante un tiempo un 50-100% superior al medido.

Los ácidos más utilizados son el sulfúrico, clorhídrico o nítrico, grado industrial, según disponibilidades y precios. En caso de usar ácido nítrico sería computable como abono. Como factor de seguridad debe evitarse el uso directo de ácidos concentrados, siendo preferible trabajar con soluciones de concentración inferior al 50%.

B. *Tratamientos correctores o de limpieza*. La eficiencia de los tratamientos correctores es muy variable, dependiendo del tipo de emisor y del grado de obturación. A veces los tratamientos consiguen despegar las incrustaciones, pero sin disolverlas totalmente, con lo que pequeñas partículas permanecen en el agua, produciendo posteriores obturaciones.

Este tratamiento se hace aplicando ácido a altas concentraciones hasta conseguir concentraciones en el agua de riego del orden del 1-2%. Es un tratamiento delicado que debe hacerlo personal debidamente entrenado. Se practica a nivel de subunidad de riego o de unidad de riego si éstas no son muy grandes y se procede como sigue:

1.° Se calcula el volumen de la instalación, multiplicando las longitudes de las tuberías de los distintos diámetros por el área interior de cada diámetro.

2.° El volumen de agua acidulada a aplicar (V) es el doble del volumen de la instalación, como garantía de que el agua alcanzará los emisores más desfavorables.

3.° Se coloca en la abonadora la cantidad de ácido necesario:

$$q = \frac{V * C}{c'} \qquad (14.7)$$

donde:

q es el volumen de ácido (en l).
V es el volumen de agua que se desea acidular (en l).
C es la concentración deseada (%) (1-2%).
c' es la co5ncentración de la solución de ácido utilizada (%).

4.° Comienza la aplicación a muy baja presión.

5.° Se suspende el riego cuando ha pasado el volumen calculado. Es conveniente, no obstante, comprobar con papel indicador de pH que se ha conseguido un pH bajo (2-3) en el agua que fluye por los últimos emisores.

6.° Se mantiene la instalación cerrada durante 20-30 minutos.

7.° Se da una limpieza a presión en la forma explicada en el Anexo.

En ocasiones, cuando el grado de obturación es alto, debe procederse a la limpieza individual de emisores, sumergiéndolos durante 15 minutos en ácido del 1-2%. Este tratamiento es muy eficaz en emisores desmontables, pero supone un importante gasto en mano de obra que debe contabilizarse, pues, a veces, dependiendo del precio del emisor, puede ser más ventajoso limpiar tuberías y colocar emisores nuevos.

14.1.2.2 *Precipitados de hierro*

Al contrario que en el caso anterior, se trata de un problema que se presenta en aguas ácidas que transportan hierro disuelto en forma ferrosa y que al oxidarse pasa a forma férrica, precipitando, o formando geles y depósitos color marrón en goteros y filtros. Se presentan problemas en aguas que contienen más de 0,1 ppm de hierro y con más frecuencia cuando el contenido se eleva a 1 ppm o más. Con menos frecuencia aparecen problemas similares asociados al *Mn*.

a. *Tratamiento preventivo*. Consiste en provocar la precipitación mediante oxidación, antes de los filtros. Generalmente basta con airear el agua mediante caídas sucesivas en cascada o agitación mecánica.

En casos más graves es necesario insuflar aire mediante un compresor. También se suele aplicar algún agente oxidante. Habitualmente se emplea permanganato potásico a razón de 0,6 ppm por cada ppm de *Fe* o clorar la instalación a dosis de 0,64 ppm por cada ppm de *Fe* o 1,3 ppm por cada ppm de *Mn*. En ambos casos es aconsejable el uso de hipoclorito sódico.

También son aconsejables limpiezas periódicas a presión.

En ocasiones se recurre a agentes quelatantes del hierro (como fosfatos) en concentración dos o cinco veces superior a la de hierro.

b. *Tratamiento de limpieza*. Suele ser eficaz la aplicación de sulfúrico al 0,5-1%, con el mismo método que se indicó en el caso de las precipitaciones de carbonato, seguido de una limpieza a presión.

14.1.3 Biológicas

Están ocasionadas por algas transportadas por el agua de riego o más raramente desarrolladas en filtros o en las salidas de los emisores; por raíces de malas hierbas y plantas cultivadas si el emisor queda total o parcialmente enterrado en el suelo; insectos que pueden anidar en los emisores, etc. Sin embargo, el caso más difícilmente detectable es la obturación creada por sustancias mucilaginosas causadas por microorganismos, fundamentalmente bacterias.

La materia orgánica producida adopta la forma de masa gelatinosa y pueden distinguirse cuatro tipos: De hierro, de manganeso, de azufre y geles no especificados.

La identificación del problema de algas y bacterias requiere una observación microscópica, pero sólo para confirmar la naturaleza del problema y no para una identificación de especies. Bacterias de hierro pueden presentarse en aguas con contenido en *Fe* tan bajo como 0,2 ppm y ordinariamente a partir de 0,4 ppm dentro de amplios márgenes de pH y pueden ocasionar importantes problemas en emisores.

Los geles manganesos, se producen igualmente por acción bacteriana y pueden causar problemas cuando el contenido en *Mn* del agua es superior a 0,1 mg/l.

Durante el proceso de transformación de sulfhídrico en azufre libre se forman geles aerobios sulfurosos.

La técnica de los tratamientos se basa en la cloración del agua, cuyos principios para los riegos localizados son análogos a los que rigen para el tratamiento de aguas de uso urbano.

Siguiendo a Nakayama, 1986, los principios químicos básicos del proceso de cloración son:

El gas Cloro inyectado en el agua reacciona formando ácido hipocloroso que posteriormente se disocia;

$$Cl_2 + H_2O = HOCl + H^+ + Cl^- \qquad \text{(Reacción 1)}$$
$$HOCl = OCl^- + H^+$$

Los iones H^+ producen una disminución del pH.

Otras fuentes de ácido hipocloroso son el hipoclorito sódico $NaOCl$ y el hipoclorito cálcico $Ca(OCl)_2$. Sus reacciones con el agua producen iones OH^- que aumentan el pH:

$$NaOCl + H_2O = Na^+ + OH^- + HOCl$$
$$Ca(OCl)_2 + 2H_2O = Ca^{2+} + 2OH^- + 2HOCl \qquad \text{(Reacción 2)}$$

El hipoclorito sódico es líquido y el cálcico es sólido soluble en agua.

El ácido hipocloroso, puede reaccionar con el amoníaco NH_3 ó con iones amonio NH_4^+ y grupos aminos NH_2, componentes de la materia orgánica:

$$HOCL + NH_3 = NH_2Cl + H_2O$$
$$HOCL + NH_2Cl = NHCl_2 + H_2O$$
$$HOCL + NHCl_2 = NCl_3 + H_2O$$

Las cloraminas son perceptibles en el olor y sabor del agua.

Asimismo el ácido hipocloroso puede oxidar el hierro ferroso (soluble) para pasarlo a férrico (insoluble). De forma similar sucede con el manganeso:

$$HOCl + 2Fe^{+2} + H^+ = 2\,Fe^{3+} + Cl^- + H_2O$$

El $HOCl$ juega un papel fundamental en el control de bacterias. La cantidad presente en solución depende del pH y del producto utilizado. Si se usa gas cloro, una acidez excesiva supondrá una alta concentración de H^+ por lo que la reacción se desplaza hacia la izquierda produciendo gas cloro. Por ello, es conveniente aumentar el pH aplicando bases (reacción 1). Por el contrario, cuando se usan hipoclorito sódico o cálcico, es conveniente acidular (reacción 2).

La efectividad de la cloración se comprueba midiendo la concentración de $HOCl$. Para ello se encuentran disponibles en el mercado unidades portátiles, con indicadores colorimétricos.

La mayor parte de los virus y bacterias patógenos quedan inactivados con una concentración de cloro residual de 1 ppm, durante un tiempo de contacto de 10 a 30 minutos.

14.1.3.1 *Tratamientos preventivos*

Suelen ser eficaces y consisten en la aplicación sistemática de biocidas.

La cloración del agua con hipoclorito sódico para mantener al final de los laterales 0,5-1 ppm de cloro residual es eficaz. Se debe testar el agua para demanda química de oxígeno, pues una parte puede reaccionar con los compuestos no oxidados del agua. En otras ocasiones se usa acroleína inyectada a concentración de 5-10 ppm en la última parte del riego, o sulfato de cobre, 0,2 ppm.

También es muy conveniente la limpieza periódica de la red, y en el caso de algas y plantas acuáticas, tratamiento con sulfato de cobre, en embalses o depósitos.

14.1.3.2 *Tratamientos de limpieza*

Se harían de manera análoga a la descrita para tratamientos con ácido, pero empleando biocidas a altas concentraciones. Cloración con 20-50 ppm de Cl_2.

El uso de gas cloro es muy peligroso, por lo que se recomienda hipoclorito. Con estas concentraciones de sustancias oxidantes, pueden producirse precipitaciones de *Fe* y *Mn*, por lo que se debe hacer previamente una prueba y si da positiva habría que hacer la aplicación antes de los filtros. En el caso de inyectar acroleína, se recomienda una dosis de 50 ppm.

14.2 Medidas preventivas

Antes de finalizar este capítulo debe insistirse en lo indicado al comienzo sobre la importancia de la prevención. Esto incluye:

- Efectuar al menos una vez al año, antes de la época de máxima demanda de riego, una limpieza a presión de la instalación y una determinación posterior del coeficiente de uniformidad de riego.
- Filtrado adecuado a los contaminantes del agua.
- Tratamientos profilácticos adecuados a la composición química y características microbiológicas del agua. Para eso puede ser útil la clasificación tentativa de Bucks, et al. (1979), que se resume en la Tabla 14.2.

Tabla 14.2 Evaluación del agua de riego según sensibilidad a obturaciones. Bucks et al. (1979)

Valor asignado arbitrario	Física	Química (*)		Biológica
	Sólidos en suspensión	Sólidos disueltos (**)	*Fe* y/o *Mn*	Población bacteriana (***) (n.º máx/ml)
	Valores en máximo de mg/l			
0	< 10	< 100	< 0,1	< 100
1	20	200	0,2	1.000
2	30	300	0,3	2.000
3	40	400	0,4	3.000
4	50	500	0,5	4.000
5	60	600	0,6	5.000
6	80	800	0,7	10.000
7	100	1.000	0,8	20.000
8	120	1.200	0,9	30.000
9	140	1.400	1,0	40.000
10	> 160	> 1.600	> 1,1	> 50.000

(*) La clasificación química se basa en el máximo valor arbitrario obtenido en los sólidos disueltos, hierro o manganeso.
(**) Si pH agua ≥ 7,5 el valor arbitrario se incrementa por 2.
(***) Si se sabe que el agua contiene una abundante población reproductora de caracoles el valor arbitrario se incrementa por 4. Estos valores varían según épocas del año y debe tomarse el valor máximo.

El método se basa en la asignación de valores arbitrarios de 0 a 10 de los componentes físicos, químicos y biológicos del agua. En consecuencia, un agua «0-0-0» sería excelente. Cuando la suma de los tres índices es menor de 10, se presentarán pocos problemas, éstos serán crecientes entre 10 y 20 y graves entre 20 y 30.

— Medir, si se aplican tratamientos de hipoclorito cálcico o sódico, que la elevación de pH que pueden producir no requiere aplicar tratamientos ácidos.
— Vigilar la reacción de abonos con el agua de riego; especialmente con fósforo, hierro y manganeso.

15 Fertirrigación

Se denomina Fertirrigación o Ferti-riego a la práctica de aplicar fertilizantes a través del agua de riego. Esta práctica no es exclusiva de los sistemas localizados de alta frecuencia, pero en estos sistemas es indispensable aplicar los fertilizantes en las zonas húmedas, donde se presenta la mayor densidad de las raíces más activas, ya que otros métodos de aplicación resultan más caros e ineficientes. Por otra parte, esta aplicación debe hacerse de forma fraccionada, dados los pequeños volúmenes de suelo explorados por las raíces, lo que se consigue de forma económica mediante la fertilización a través del agua de riego. Con estos sistemas es posible obtener, si están bien diseñados, una alta uniformidad en la distribución de fertilizantes y, si son bien manejados, una alta eficiencia en el abonado.

La literatura científica muestra frecuentemente respuestas muy favorables de los cultivos al uso de la fertirrigación, especialmente cuando el suelo presenta características muy desfavorables para su manejo. Así, Kafkafi y Bar Yosef (1980) obtuvieron una cosecha de tomate de 80 ton/ha en el tratamiento más favorable de fertirrigación en un suelo de desierto, con un 85% de caliza y CE de 7 mmhos/cm. En condiciones opuestas, Keng et al. (1979) obtuvieron los mejores resultados en un oxisol para cultivo de pimiento, con la aplicación simultánea de agua y fertilizantes con goteo.

15.1 Requerimientos respecto a los fertilizantes

La fertirrigación exige que los fertilizantes sean solubles o emulsionables en el agua de riego, dejando un mínimo de impurezas; que sean compatibles entre ellos, para que no reaccionen formando precipitados que pudiesen obturar los emisores; que sean compatibles con los iones contenidos en el agua de riego y con su pH, para evitar precipitaciones y, que no tengan un efecto corrosivo sobre los componentes de la instalación de riego.

La solubilidad es una propiedad importante para seleccionar los abonos a emplear. En principio, quedan descartados aquellos abonos que contengan aditivos para mejorar su conservación o para hacer más lenta su liberación, siendo preferibles los abonos obtenidos por recristalización (cristalinos). La Tabla 15.1 muestra valores usuales para los abonos de uso más frecuente. Al preparar las soluciones de fertilizante debe tenerse presente:

— Que se trata de valores para soluciones saturadas a temperatura de alrededor de 20° C.
— Que al aumentar la concentración de iones diferentes a los del producto en cuestión aumenta la solubilidad.
— Que al aumentar la concentración de iones iguales a los del producto en cuestión disminuye la solubilidad (efecto del ión común).

Tabla 15.1 Solubilidad a 20° C y riqueza de los principales abonos usados en fertirrigación

Abono	Riqueza (%) N-P_2O_5-K_2O-Varios	Solubilidad g/l 20° C	Indice acidez
Nitrato de cal	15,5-0-0-30 (CaO)	1.200	–100
Nitrato amónico	33,5-0-0	1.900	185
Sulfato amónico	21-0-0-22 (S)	730	550
Urea	46-0-0	1.000	158
Nitrato potásico (cristalizado)	13-0-46	310	–115
Sulfato potásico	0-0-50-18 (S)	110	
Cloruro potásico	0-0-60	340	
Fosfato monopotásico	0-52-33	230	
Fosfato monoamónico	12-61-0	220	357
Fosfato biamónico	18-46-0	400	
Sulfato ferroso	36 (Fe)	260	
Sulfato de manganeso	32 (Mn)	500	
Sulfato de magnesio ($7H_2O$)	9 (Mg)-13 (S)	710	
Bórax	11 (B)	50	
Sulfato de cinc ($7H_2O$)	23 (Zn)	750	
Cloruro cálcico ($6H_2O$)	30 (Ca)	600	
Acido nítrico	15,5-0-0		
Acido fosfórico	0-71-0		
Acido sulfúrico	31(S)		

La compatibilidad entre los abonos y entre éstos y los iones presentes en el agua de riego es otro factor de suma importancia. Como norma general el anión sulfato es incompatible con el calcio y los fosfatos, con el calcio y el magnesio. En aguas calcáreas debe evitarse la aplicación de fosfatos, excepto cuando se considere indispensable, y con las precauciones que se indicarán posteriormente.

15.2 Elementos nutritivos

15.2.1 Nitrógeno

Su utilización no presenta problemas importantes dada su movilidad en el suelo y la buena solubilidad de los abonos. La urea y los nitratos son más móviles; el amonio lo es menos, pero la capacidad de fijación del suelo bajo el gotero se ve saturada de forma relativamente rápida, con lo que el amonio se desplaza a todo el bulbo mojado. El NH_4, una vez convertido en nitrato se desplaza rápidamente en los riegos subsiguientes, Rolston et al., 1979.

En la Tabla 15.1 no se incluye como fuente de nitrógeno el agua amonia o amoniaco anhidro, ya que producen una elevación de pH que puede originar la precipitación del Ca y Mg en el agua de riego, causando problemas de obturaciones e incrementando el valor del SAR del agua de riego en aguas con alto contenido de Na (Miyamoto y Riau, 1976).

La aplicación de ácido en cantidades equivalentes al amonio neutraliza los OH^- producidos. El aumento de salinidad favorece la disociación del NH_4OH, por tanto, el peligro potencial depende de la salinidad del agua. Para $CE < 0{,}2$

mmhos/cm y $Ca + Mg$ del orden de 10 ppm, la concentración de amonio puede alcanzar las 30.000 ppm de N. Para CE del orden de 0,8 mmhos/cm y $Ca + Mg$ de 30 ppm. la concentración de amonio no debe exceder de las 1.000 ppm de N, y para CE del orden de 2,5 mmhos/cm y unas 200 ppm de $Ca + Mg$ la concentración de amonio no debe exceder las 250 ppm, de N (Hagin, 1980).

La presencia de N en las tuberías, tras el riego, puede favorecer el desarrollo microbiano, que puede ser causa de obturaciones. En general basta con un lavado con la propia agua de riego, es decir, concluir la aplicación de N antes de la finalización del riego. Si el agua contiene nitratos este lavado no es eficaz y hay que recurrir a la aplicación de biocidas (Branson et al., 1980).

Al diseñar la fórmula de abonado debe tenerse en cuenta su efecto sobre el pH, que como índice de acidez se presenta en la Tabla 15.1. El nitrato cálcico y nitrato potásico tienen reacción alcalina, por lo que es aconsejable añadir ácido. El sulfato amónico tiene un fuerte efecto acidificante, por lo que debe medirse el pH del agua, tras la adición del fertilizante para evaluar el posible efecto corrosivo.

15.2.2 Fósforo

Es, sin duda, el elemento nutritivo, cuya aplicación en el agua de riego presenta los mayores problemas:

- Muchos de los abonos fosforados presentan baja solubilidad y las formas solubles tienen alto costo.
- Los fosfatos pueden precipitar con facilidad, causando obturaciones en la instalación de riego.
- La movilidad del fósforo en el suelo es en términos generales baja, por lo que, sobre todo en suelos altamente fijadores de P, se temía que el P aplicado quedase retenido en los primeros centímetros de suelo, sin alcanzar la zona de mayor densidad de raíces. Sin embargo, los estudios realizados en riego por goteo muestran una movilidad del fósforo aplicado por fertirrigación muy superior a lo previsto y comparable a la que se consigue con la incorporación al suelo mediante laboreo. La explicación más general a este hecho es que al aplicar toda la dosis de P en un volumen restringido del suelo la capacidad fijadora del suelo bajo el gotero queda rápidamente saturada, produciéndose un avance subsiguiente del P aplicado (Rauschkolb, et al., 1976). Sin embargo, en algunos suelos con cultivos con alta exigencia en P se recomienda una aplicación mezclándolo con el suelo y posteriormente la aplicación a través del agua de riego (Bar Yosef y Sheikholslami, 1976), para obtener una distribución homogénea de P en el volumen de suelo.

Cuando se aplican fuentes inorgánicas de P existe un alto riesgo de precipitación de fosfatos, como fosfato tricálcico si las aguas contienen Ca y el pH es superior a 6,5. Por tanto, debe hacerse una elección cuidadosa de los abonos y sus concentraciones.

Si el agua es ácida no hay limitaciones en el uso de fosfato biamónico, comprobando que el pH final es próximo a 6. Si el agua tiene Ca y el pH es superior a 7 se utilizará fosfato monoamónico, que tiene efecto acidificante, pero debe comprobarse el pH final, y si es superior a 6 debe añadirse ácido nítrico o sulfúrico en la

cantidad necesaria. El primero es más caro, pero incorpora *N* a la solución, con lo que se disminuyen las necesidades de abono nitrogenado. Como cifra orientativa para el caso de fosfato biamónico, debe aplicarse 1,3 litros de ácido nítrico concentrado, por cada kilogramo de abono (Veschambre y Vaysse, 1980).

Otra posibilidad es el uso de ácido fosfórico concentrado (O'Neill, Gardener y Roth, 1979). La cantidad aplicada debe ser suficientemente alta como para producir un pH que evite la precipitación, pero que no produzca corrosión en las piezas metálicas de la red de riego. Estos autores y Raushkolb et al., 1976, encuentran mayor movimiento del *P* aplicado en el goteo como ácido ortofosfórico que cantidades comparables de superfosfato aplicado al suelo.

Aunque su uso está menos extendido que los anteriores, los polifosfatos de amonio resultan adecuados para su uso en fertirrigación. Existen en el mercado diversas formulaciones con una riqueza en nitrógeno del orden del 11% y en fósforo del 40%. Estos productos tienen la propiedad de secuestrar el calcio presente en el agua, evitando la formación de precipitados. Esta propiedad depende de la concentración de polifosfato frente a la de *Ca*. Para concentraciones de *Ca* inferiores a 40-100 ppm no se produce precipitación, pero a concentraciones mayores de *Ca*, si la concentración de polifosfatos no sobrepasa un valor umbral, se producirán precipitaciones (Duis y Barman, 1969; Noy y Joles, 1979; citados por Hagin, 1980). Por tanto, su uso requiere hacer una prueba previa con el agua de riego, para determinar la concentración mínima a emplear.

Una alternativa a las fuentes inorgánicas de *P* es el uso de fuentes orgánicas, que eliminan los problemas citados. La limitación que presentan es el alto costo. Así, Rauschkbolb et al. comparan glicerofosfato con ortofosfato a dosis bajas, encontrando que el primero se movió más en el suelo que el segundo, ya que el glicerofosfato debe sufrir una hidrólisis enzimática antes de liberar iones ortofosfato, con lo que tampoco origina problemas de precipitación en las tuberías. Las sales sódicas y cálcicas del ácido glicerofosfórico son muy solubles, pero su precio es entre 2 y 3 veces el del P-inorgánico.

15.2.3 Potasio

Aunque los fertilizantes potásicos tienen menor solubilidad que los nitrogenados, no existe, en general, problema para aplicar este elemento a través del agua de riego. La solubilidad del sulfato potásico es la menor y existe la posibilidad, en aguas con calcio, que se forme sulfato cálcico, que es aún menos soluble.

15.2.4 Magnesio

Se usa generalmente sulfato de magnesio, que tiene buena solubilidad, aunque se venden productos con *Mg* en forma de quelato.

15.2.5 Calcio

La aplicación de calcio es peligrosa por el alto riesgo de que se produzcan precipitaciones. Su uso deberá, pues, restringirse lo más posible (cultivos sin suelo,

suelos muy ácidos y/o desequilibrados; suelos y aguas con alto contenido en sodio). El nitrato cálcico es el abono más soluble, también puede usarse el cloruro cálcico y formas quelatadas. En todos casos debe comprobarse el pH, añadiendo ácido cuando sea necesario (Veschambre y Vaysse, 1980) recomiendan utilizar 0,3 litros de ácido nítrico concentrado por kilogramo de nitrato cálcico.

15.2.6 Microelementos

No existe problema para la aplicación de microelementos que en riego localizado puede hacerse de forma muy eficiente lo que permite reducir cantidades de abonos que, a veces, como los quelatos, tienen alto precio.

La aplicación de microelementos es imprescindible en el caso que se presente una carencia definida o cuando las condiciones de suelo hagan temer como muy probable que puedan presentarse (por ejemplo, aplicación de *Fe* en suelos calizos). Sin embargo, se está popularizando el uso preventivo de pequeñas dosis de microelementos en riego localizado, donde, al explorar las raíces un menor volumen de suelo que en los sistemas de riego convencionales, es posible no encuentren en dicho volumen la cantidad necesaria para una correcta nutrición o que el contenido del suelo en formas asimilables de los diversos elementos, decrezcan rápidamente. En cierta medida, este razonamiento puede aplicarse al *Ca, Mg* y *S*.

15.3 Manejo de la fertilización en sistemas de riego localizado

En términos generales, podría decirse que la fertirrigación deberá ser tanto más intensiva cuanto mayor sea la localización del riego (menor volumen de suelo mojado) y mayor sea la frecuencia de aplicación de agua. Así, cuando se trate de un sistema de riego de apoyo durante una estación seca de corta duración en un clima húmedo, puede prescindirse de la fertirrigación o aplicar abonos infrecuentemente.

El caso opuesto sería el de cultivos sin suelo o en condiciones de suelo poco profundos, arenosos, etc., donde se debe aplicar fertilizantes en cada riego, una e incluso varias veces por día. En consecuencia, distinguiremos, siguiendo a Veschambre y Vaysse, 1980, la fertilización fraccionada y la fertilización continua con una solución nutritiva equilibrada. La primera sería sólo una técnica de aplicar fertilizantes al suelo, la segunda se basaría más en conceptos de nutrición vegetal.

15.3.1 Fertilización fraccionada

Los elementos a aportar se calcularían de la forma clásica para cada época o período vegetativo. Como no se busca una concentración rigurosamente constante de abonos en el agua de riego, puede usarse cualquier tipo de dispositivo de aplicación (tanque, fertilizante, etc.). Se prepara una solución nutritiva que se coloca en el fertilizador, teniendo en cuenta la solubilidad de cada abono, la posibilidad de mezclas, reacciones con iones del agua, etc. Los abonos menos solubles, indicarán el volumen de solución necesario. No se recomienda usar al máximo los valores de

la Tabla 15.1, pues frecuentemente se opera a temperaturas del agua inferiores a 20° C, por otra parte las reacciones de disolución absorben calor, con lo que la temperatura de la solución desciende. Se comenzará por disolver los abonos menos solubles, manteniendo una agitación permanente.

Caso de que fuese necesario utilizar ácidos, éstos deben añadirse al agua antes que los abonos, y luego éstos en orden de menor a mayor solubilidad. Para determinar la concentración de abonos en el agua de riego, debe tenerse en cuenta la salinidad de ésta. No se recomienda, en general, sobrepasar los 2 g/l. Si no se aplica abono en todos los riegos (cada dos a cuatro riegos) puede llegarse a valores dos o tres veces más altos, terminando siempre cada riego con agua sin abono.

Ejemplo de cálculo:

Durante una determinada época de su crecimiento se desea abonar un cultivo con los siguientes nutrientes por planta y día:

$$N = 0,5\ g;\ K_2O = 0,7\ g;\ P_2O_5 = 0,05\ g;\ CaO\ \ 0,01\ g;\ MgO = 0,01\ g$$

El pH del agua es 8,0 y la curva de neutralización indica que para bajar el pH a 6 son necesarios 2,5 meq de ácido. La *CE* del agua de riego es 0,7 dS/m, y la dosis de riego, 25 l/planta y día. La aplicación del riego será diaria.

Cuando se aplique *P* no se debe aplicar *Ca* ni *Mg* y el pH se llevará a un valor próximo a 6, por lo que, en principio, se piensa usar ácido fosfórico.

La cantidad de ácido necesario para llevar el pH a 6 en los 25 litros de agua por planta será:

$$\text{Acido fosfórico} = \frac{2,5}{N} = \frac{2,5}{45} = 0,055\ l/m^3$$

equivalentes a 1,4 cc en 25 l; es decir, 1,4 cc * 0,71 = 1 g de P_2O_5 por planta, lo que supone la dosis equivalente a 20 días. Por tanto, se aplicará el fósforo cada 20 días. Si se quisiera aplicar más frecuentemente se aplicaría menor cantidad de fosfórico, añadiendo ácido sulfúrico para bajar el pH al valor de 6. Se opta por la primera solución y se hará, pues, el abonado para un período de 20 días.

El *Ca* será aplicado como nitrato cálcico, siendo la dosis necesaria por día:

$$NO_3Ca = \frac{0,01}{0,30} = 0,03\ g/pl$$

Se aplicará 0,01 cc de ácido nítrico concentrado.

El *Mg* será aplicado como sulfato de magnesio, siendo la dosis necesaria por día:

$$SO_4Mg = \frac{0,01}{0,16} = 0,06\ g/pl$$

No se aplicará simultáneamente con el *Ca*.

El *K* se aplicará como nitrato potásico, siendo la cantidad necesaria por día:

$$NO_3K = \frac{0,7}{0,30} = 1,53\ g/pl$$

lo que supone aportar $N = 1,53 * 0,13 = 0,2$ g/pl.

Se harán cuatro abonados:

Tipo A: con *N, K*.
Tipo B: con *N, K* y *Ca*.
Tipo C: con *N, K* y *Mg*.
Tipo D: con *N, K* y *P*.

Se utilizará el tipo A para intercalar entre los B, C y D, de forma que no pueda haber precipitaciones por restos de abonos que quedaran en la red procedentes del riego anterior y que puedan precipitarse con los que se añadan en el riego siguiente, así:

Tabla 15.2 Programa de abonado

Número riego	Tipo abonado	Número riego
1-2	A	12-13
3-4	B	14-15
5-6	A	16
7-8	C	17-18
9-10	A	19-20
11	D	

Tabla 15.3 Programa de abonado tipo A (g/pl)

Abono	Cantidad	N	K_2O
NO_3K	1,53	0,2	0,7
NO_3NH_4	0,89	0,3	
Total	2,42	0,5	0,7

$$Concentración = \frac{2,42}{25} = 0,096\ g/l$$

Tabla 15.4 Programa de abonado tipo B (g/pl)

Abono	Cantidad	N	K_2O	CaO
NO_3K	1,53	0,20	0,7	
$(NO_3)_2Ca$	0,15	0,02		0,05
NO_3H	0,05	0,008		
NO_3NH_4	0,81	0,272		
Total	2,54	0,5	0,7	0,05

$$Concentración = \frac{2,54}{25} = 0,1\ g/l$$

Deberá incorporar el calcio necesario para 5 días, ya que sólo se aplica cuatro veces en 20 días.

Tabla 15.5 Programa de abonado tipo C (g/pl)

Abono	Cantidad	N	K_2O	MgO
NO_3K	1,53	0,20	0,7	
NO_3NH_4	0,89	0,30		
SO_4Mg	0,30			0,05
Total	2,72	0,5	0,7	0,05

$$Concentración = \frac{2,72}{25} = 0,11\ g/l$$

Deberá incorporar el Mg correspondiente a 5 días, ya que se aplica cuatro veces en 20 días.

Tabla 15.6 Programa de abonado tipo D (g/pl)

Abono	Cantidad	N	K_2O	MgO
NO_3K	1,53	0,20		0,7
NO_3NH_4	0,89	0,30		
PO_4H_3	1,40		1,0	
Total	3,82	0,5	1,0	0,7

$$Concentración = \frac{3,82}{25} = 0,15\ g/l$$

Deberá incorporar el P correspondiente a 20 días.

15.3.2 Fertilización continua

En este caso el agua de riego está fertilizada permanentemente, y si se aplica con muy alta frecuencia, la composición de la solución de suelo se aproximará a la del agua de riego. Por tanto, en cierta medida, tanto más cuanto más alta sea la frecuencia de aplicación, la situación se aproxima a la de una hidroponía a solución perdida, en la que el suelo es casi un nuevo soporte del cultivo. En estas condiciones son aplicables muchos de los principios de la hidroponía. El sistema de manejo más empleado consiste en aplicar una cantidad de agua un 5-10% superior a las necesidades para producir un drenaje bajo la zona radicular.

El método de control se basa en medir frecuentemente (una o dos veces por semana) la conductividad eléctrica del agua a la salida de un gotero y la conductividad del agua de drenaje (puede obtenerse mediante una sonda de succión colocada bajo la zona radicular). El objetivo es mantener una CE del agua de drenaje inferior o igual a la del agua de riego. En caso contrario, indicaría que el cultivo absorbe relativamente poca cantidad de fertilizante respecto a la cantidad de agua, lo que llevaría a elevar la concentración de sales rápidamente.

Por tanto, debe disminuirse inmediatamente la concentración de la solución. Además de la CE, periódicamente, conviene hacer análisis completos del agua de drenaje, lo que suministraría criterios para modificar la proporción entre los diversos iones de la solución.

En la preparación de la solución deben tenerse en cuenta varios factores:

a. *Proporción de los diferentes elementos*

En una solución nutritiva existe equilibrio entre los cationes y aniones. Este equilibrio no se calcula en base al peso de cada fertilizante, sino en base al peso equivalente. La Tabla 15.7 suministra los datos necesarios para realizar los cálculos de las soluciones. La existencia de estos iones en solución estará regida por factores químicos como pH y concentración, pero, además, deben tenerse en cuenta unos límites de concentración (máxima, mínima) impuestos por exigencias de carácter fisiológico.

Así, la composición de la solución no puede ser cualquiera, sino que deberá guardar una proporción entre elementos, de tal forma que no sobrepasen los límites químicos y fisiológicos antes citados. Así, Steiner, citado por Pérez Melián, 1977, representa en dos diagramas triangulares, uno para cationes y otro para aniones los diferentes límites de concentración atendiendo a razones químicas (P) y fisiológicas (F), y con ellos delimita, para cada pH, la zona de concentración relativa en cuyo interior debe estar5 cualquier solución (Fig. 15.1).

b. *Concentración de los diferentes elementos*

En general, se desconoce para muchos cultivos la composición más idónea de la solución nutritiva. Se requiere aún mucha más investigación. En una primera aproximación se utilizan soluciones completas «estándar» o «universales» que posteriormente se van modificando, según experiencia, control mediante análisis foliar o de savia, etc.

Una solución muy utilizada en horticultura es la de Coic-Lesaint, citada por Veschambre y Vaysse, 1980, cuya composición es:

- 12,2 meq/l de N nítrico.
- 2,2 meq/l de N amoniacal.
- 5,2 meq/l de K.
- 6,2 meq/l de Ca.
- 1,5 meq/l de Mg.
- 2,2 meq/l de PO_4.
- 1,5 meq/l de SO_4.

Tabla 15.7 Número de miliequivalentes químicos aportados por 1 g de diversos productos

Masa molecular	Producto	Miliequivalentes aportados							
		NO_3	SO_4	PO_4	Cl	K	Ca	Mg	Na
63	NO_3H	15,9							
80	NO_3NH_4	25,0 (1)							
101	NO_3K	9,9				9,9			
164	$(NO_3)_2Ca$	12,2					12,2		
236	$(NO_3)_2Ca4H_2O$	8,5					8,5		
148	$(NO_3)_2Mg$	13,5						13,5	
256	$(NO_3)_2Mg6H_2O$	7,8						7,8	
85	NO_3Na	11,8							11,8
98	SO_4H_2		20,4						
132	$SO_4(NH_4)_2$	15,2 (1)	15,2						
174	SO_4K_2		11,5			11,5			
120	SO_4Mg		16,7					16,7	
138	SO_4Mg1H_2O		14,5					14,5	
246	SO_4Mg7H_2O		8,1					8,1	
142	SO_4Na_2		14,1						14,1
268	$SO_4Na_27H_2O$		7,5						7,5
322	$SO_4Na_210H_2O$		6,2						6,2
98	PO_4H_3			30,6					
115	$PO_4H_2NH_4$	8,7 (1)		26,1					
132	$PO_4H_2(NH_4)_2$	15,1 (1)		22,7					
136	PO_4H_2K			22,1		7,4			
174	PO_4HK_2			17,2		11,5			
252	$(PO_4H_2)_2Ca1H_2O$			23,8			7,9		
172	PO_4HCa2H_2O			17,5			11,7		
174	PO_4HMg3H_2O			17,2				11,5	
246	PO_4HMg7H_2O			12,2				8,1	
138	$PO_4H_2Na1H_2O$			21,7					
178	$PO_4HNa_22H_2O$			16,9					7,2
268	$PO_4HNa_27H_2O$			11,2					11,3
358	$PO_4HNa_212H_2O$			8,4					7,5
365	ClH				27,4				5,6

(1) Incluye forma amoniacal.
Fuente: Veschambre y Vaysse, 1980.

pH: 5,8 a 6; CE: 1,7 mmhos/cm. En algunos casos se pueden utilizar soluciones menos concentradas de 10,5 ó 7,2 meq/l de *N*.

Otra es la solución «universal» de A. A. Steiner:

— 12,0 meq/l de NO_3.
— 1,0 meq/l de PO_4H_2.
— 7,0 meq/l de SO_4.
— 9,0 meq/l de *Ca*.
— 7,0 meq/l de *K*.
— 4,0 meq/l de *Mg*.

pH = 6,5 - 7,5

Fig. 15.1 Relaciones de aniones y cationes, según Steiner.

c. *Preparación de la solución*

Conociendo la composición de la solución que se quiere obtener y la composición del agua de riego, la diferencia permitirá conocer los meq/l de los diferentes elementos que es necesario añadir. Es importante conocer el pH y una curva de neutralización del agua de riego, por si fuese necesario aplicar ácido para bajar el pH o, por el contrario, alguna base, como $K(OH)$ para subirlo.

Si se conoce, además, la proporción en que se va a inyectar la solución en la red de riego, se calcula el volumen y composición de la solución «madre» a preparar, y en base a las tablas se determinan las cantidades de los distintos abonos a disolver.

Ejemplo de cálculo:

Se desea fertirrigar con la solución de Coic-Lesaint. Se dispone de un dispositivo de fertilización capaz de inyectar al 5‰. El agua contiene 1,8 meq/l de Ca; 0,7 de Mg y 0,5 de SO_4.

Preparación de la solución madre:

Se restan los iones contenidos en el agua de los previstos en la composición final. La concentración de la solución madre deberá ser 1.000/5 = 200 veces más concentrada que la solución final, por tanto, será:

— 2,44 eq de $N\text{-}NO_3$.
— 0,44 eq de $N\text{-}NH_4$.
— 1,04 eq de K.
— 0,88 eq de Ca.
— 0,16 eq de Mg.
— 0,44 eq de PO_4.
— 0,20 eq de SO_4.

En base a los datos de la Tabla 15.7, se obtiene:

Tabla 15.8 Balance de elementos nutritivos

Abono	Cantidad g/l	Elementos nutritivos Eq/l						
		NO_3	NH_4	SO_4	PO_4	K	Ca	Mg
NO_3K	105	1,04				1,04		
$(NO_3)_2Ca$	72	0,88					0,88	
$SO4Mg$	12			0,2				0,2
NO_3NH_4	13	0,16	0,16					
$PO_4H(NH_4)_2$	19		0,29		0,44			
NO_3H	22	0,36						
ClH		Cantidad necesaria para ajustar pH a 6						
Total		2,44	0,45	0,2	0,44	1,04	0,88	0,2

Para prepararla se añadirá primero el ácido; después por orden de solubilidad creciente, el nitrato potásico, fosfato biamónico, sulfato de magnesio, nitrato cálcico y nitrato amónico.

Tercera parte
Diseño hidráulico

Jesús Rodrigo López

16 Uniformidad de riego

16.1 Introducción

El agua es un bien cada vez más escaso no sólo en cantidad sino también en calidad y como tal, los principales usuarios, los agricultores, vienen obligados a usarla con la mayor "eficiencia" posible dentro de las consideraciones económicas que toda actividad productiva conlleva.

Aun en las zonas consideradas hasta ahora como con agua de riego suficiente, una aplicación con bajo control se puede traducir en problemas de contaminación del acuífero que repercutirán negativamente en los regadíos situados aguas abajo. El uso de más agua de la necesaria para el desarrollo óptimo del cultivo puede impedir la puesta en riego de otras zonas y/o provocar un sobredimensionamiento de las obras hidráulicas que las sirven.

La falta de conocimientos y/o de datos para un adecuado diseño de riego (agronómico e hidráulico) unidos a unos bajos precios del agua, en muchos casos "políticos", han llevado a esta situación, que está bastante generalizada, incluso en zonas con escasos recursos hídricos.

Es por ello importante ampliar los conocimientos básicos sobre el uso del agua para permitir a los proyectistas diseñar sistemas que cumplan con los verdaderos requerimientos de los cultivos.

16.2 Eficiencia de riego

Para definir la bondad del uso del agua de riego se ha acuñado el término de "eficiencia". Pero dentro del mismo se pueden confundir diferentes conceptos por lo que, de acuerdo con la Comisión Internacional de Riegos y Drenajes (ICID), a continuación se definen las distintas eficiencias que pueden medirse en una zona de regadío.

El movimiento del agua desde su origen (embalse, río, acuífero) hasta el cultivo, implica tres operaciones separadas: el transporte hasta la finca en donde es entregada al regante, la distribución en finca y la aplicación en parcela.

De acuerdo con estas tres operaciones, en la Figura 16.1, traducida de Bos et al. (1982) se reflejan las siguientes eficiencias:

* Eficiencias de primer orden:

— Eficiencia de aplicación, E_a, es la relación entre la cantidad de agua necesaria durante un ciclo de cultivo para mantener la humedad del suelo al nivel requerido que evite indeseables stress en las plantas y la proporcionada a la parcela de riego.

$$E_a = \frac{V_m}{V_f} \tag{16.1}$$

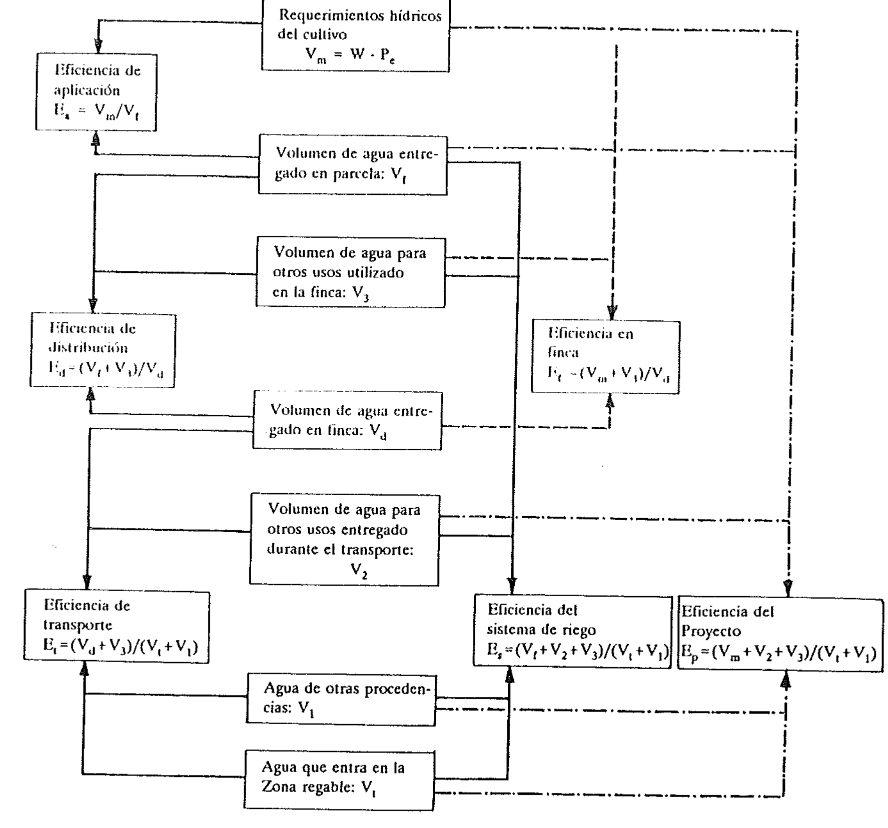


Fig. 16.1 Eficiencias de riego según Bos et al. (1982).

— Eficiencia de distribución en finca, E_d, es la relación entre el agua que llega a la parcela más la utilizada en otros usos y el agua que entra en finca.

$$E_d = \frac{V_f + V_3}{V_d} \quad (16.2)$$

— Eficiencia de transporte, E_t, es la relación entre el agua que se entrega a los regantes más la empleada en otros usos desde estas conducciones y el agua que sale del origen más la que se recoge durante el recorrido.

$$E_t = \frac{V_d + V_3}{V_t + V_1} \quad (16.3)$$

* Eficiencias de segundo orden:

— Eficiencia en finca, E_f, es la relación entre el agua requerida por el cultivo más la utilizada en otros usos y la que entra en finca.

$$E_f = \frac{V_m + V_3}{V_d} \quad (16.4)$$

— Eficiencia del sistema de riego, E_s, es la relación entre el agua que entra en parcela más la de otros usos y el agua que sale del origen y la que se recoge en el transporte.

$$E_s = \frac{V_f + V_2 + V_3}{V_t + V_1} \quad (16.5)$$

— Eficiencia de la zona regable, E_p, es la relación entre el agua requerida por los cultivos más la necesaria para otros usos y la que se entrega en origen más la recogida durante el transporte.

$$E_p = \frac{V_m + V_2 + V_3}{V_t + V_1} \quad (16.6)$$

Si el agua utilizada en finca para otros usos, V_3, es despreciable, se cumple que

$$E_f = E_d * E_a \quad (16.7)$$

y si el agua empleada en usos no agrícolas en la zona regable es despreciable frente a la de riego

$$E_s = E_t * E_d \quad (16.8)$$

Por último, si los valores de V_1, V_2 y V_3, volúmenes de agua recogida en el transporte y las de uso no agrícola son despreciables, se tendrá que:

$$E_p = E_t * E_d * E_a \quad (16.9)$$

En una zona regable la eficiencia de transporte dependerá fundamentalmente de la superficie a regar, del grado de parcelación, del procedimiento empleado en el reparto del agua, de los métodos de riego, del tipo y estado de la red de transporte y de su manejo.

La eficiencia de distribución en finca será función del tipo y estado de la red de distribución, de sus dispositivos de autorregulación y del método de riego. En riego localizado, con una red de distribución de tuberías y si además cuenta con un depósito en cabecera, esta eficiencia será prácticamente la unidad.

Por ello la eficiencia de aplicación será la que se deberá tener en cuenta para el diseño de la instalación de riego en la finca.

Todas estas eficiencias suelen expresarse en tanto por ciento o tanto por uno.

Cuando en una zona el agua es el principal factor de producción limitante puede ser interesante conocer la *eficiencia del uso del agua*, que relaciona la cantidad de cosecha producida con el agua necesaria para obtenerla. Así, en Canarias, para la platanera y con riego localizado se necesitan de media unos 275 l de agua para producir 1 kg de plátanos. Este índice se usa con más frecuencia para tomar decisiones de política agraria (asignación de recursos) que para diseñar instalaciones.

16.3 Eficiencia de aplicación, E_a

En un sistema de riego localizado, al ser prácticamente nulas las pérdidas en la red de distribución, dentro de la unidad de riego, el agua que sale por los emisores es la misma que llega a la parcela y por ello se puede definir la eficiencia de aplicación como el porcentaje de agua aplicada que es almacenada en la zona radicular y que está a disposición de la planta. Si la zona radicular es regada de acuerdo con los requerimientos del cultivo, la eficiencia de aplicación puede definirse como la relación entre el agua requerida en la zona radicular y el agua aplicada.

Esta eficiencia de aplicación dependerá, por tanto, del manejo de riegos (dosis y calendario de riegos), del mantenimiento de la instalación y de la uniformidad de riego, de tal forma que:

$$E_a = C_{mj} \, C_{mt} \, (1-E) \, CU \qquad (16.10)$$

en donde:

C_{mj} es el coeficiente que mide la bondad del manejo (en tanto por uno).
C_{mt} es el coeficiente de mantenimiento que se obtiene al comparar la uniformidad de riego real con la potencial (en tanto por uno).
E Pérdidas por evaporación en el caso de difusores o miniaspersores (en tanto por uno).
CU es el coeficiente de uniformidad de riego (en tanto por uno).

Así, en una finca cuya instalación de riego tuviera una uniformidad de riego potencial o de diseño del 87%, un coeficiente de mantenimiento del 78% y uno de manejo del 80%, con unas pérdidas por evaporación del 5%, al usar difusores, se tendría una eficiencia de aplicación de:

$$E_a = 0{,}87 * 0{,}78 * 0{,}80 \, (1-0{,}05) = 0{,}516$$

Si además la eficiencia de transporte dentro de la zona regable es del 90% y la de distribución del 95%, se tendrá una eficiencia de la zona regable de:

$$E_p = 0{,}52 * 0{,}90 * 0{,}95 = 0{,}44$$

o sea del 44%.

Bos et al. (1982) dan valores medios de eficiencias de aplicación para aspersión del 67%, para riego por inundación del 58% y para el riego por surcos del 57%. La eficiencia de la zona regable varía, según el mismo trabajo, entre el 25% y el 51%. Suponiendo el manejo y mantenimiento de la instalación óptimos, la E_a podrá obtenerse mediante:

$$E_a = K * CU \quad \text{si} \quad K < (1 - LR) \qquad (16.11)$$

o en caso contrario:

$$E_a = (1 - LR) \, CU \qquad (16.12)$$

siendo:

K las pérdidas inevitables por percolación, en tanto por uno.
LR los requerimientos de lavado, en tanto por uno.
CU el coeficiente de uniformidad de riego, en tanto por ciento.

Estudiados ya los otros componentes de la eficiencia de aplicación, se va a profundizar a continuación en el conocimiento del *CU*.

16.4 Coeficiente de uniformidad de riego

La uniformidad de riego en una instalación dependerá de:

— Las diferencias de presión que se producen en la red, debidas a las pérdidas de carga y a la topografía del terreno donde se asiente.
— La falta de uniformidad de fabricación de los emisores.
— El número de ellos de los que recibe agua cada planta.
— La respuesta del emisor a la temperatura y presión del agua.
— La variación de las características del emisor con su uso por las posibles obturaciones y/o envejecimiento.
— Las variaciones en el espacio y en el tiempo de la temperatura del agua.
— El efecto del viento cuando se usen difusores o miniaspersores.
— La variación de fabricación de los reguladores de presión, cuando los haya.

El grado en que cada uno de estos factores puede afectar a la uniformidad de riego ha sido establecido por Solomon (1985), en orden de mayor a menor importancia en:

— Obturaciones.
— Número de emisores de los que recibe agua cada planta.
— Coeficiente de variación de fabricación del emisor.
— Exponente de descarga del emisor.
— Sensibilidad del emisor a la temperatura.
— Variaciones de presiones.
— Coeficiente de variación de fabricación de los reguladores de presión.
— Relación entre la pérdida de carga que se produce en la terciaria y el lateral.
— Número de diferentes diámetros que componen la terciaria.

Se advierte que esta ordenación no es absoluta, dependiendo del rango de los valores asociados a cada uno de los parámetros, pero es, en general, aplicable para sus valores medios.

La uniformidad aumenta cuando lo hacen el número de emisores de los que recibe agua cada planta y su sensibilidad a la temperatura. También se incrementa cuando disminuyen los restantes factores. Es prácticamente independiente de los dos últimos factores listados.

Esta falta de uniformidad de distribución llevará consigo un aumento de la cantidad de agua aplicada, ya que, para que las plantas que reciben menos agua reciban la suficiente, deberá aumentarse la dosis de riego y gran parte de las demás plantas recibirán un exceso de agua que se perderá.

El primer coeficiente de uniformidad de riego fue definido por Christiansen para el riego por aspersión y se usa para medir la uniformidad de la pluviometría dada por un aspersor o sistema de aspersores.

$$CU_c = 100 \left[1 - \frac{\sum_{1}^{n} | X_i - \bar{X} |}{n\bar{X}} \right] \qquad (16.13)$$

donde:

$| X_i - \bar{X} |$ representan, en valor absoluto, las desviaciones con relación a la media $\bar{X}$ del agua captada por n pluviómetros.

El coeficiente de uniformidad definido por Christiansen es similar al que compara la pluviometría media con la media de la mitad de valores más bajos:

$$CU_D = \frac{q_{50\%}}{q_a} * 100 \qquad (16.14)$$

donde:

$q_{50\%}$ es la media del 50% de valores más bajos de todos los obtenidos.
q_a es la media total.

Estadísticamente puede comprobarse que:

$$CU_D = 100 \left(1 - 0{,}798 \frac{\sigma}{q_a} \right) \qquad (16.15)$$

En la actualidad es más frecuente el uso del coeficiente que compara la media del 25% de observaciones de valor más bajo con la media total. Esta medida es más estricta, ya que al mejorar las técnicas de manejo de riego preocupan más las plantas que puedan recibir menos agua.

Se aceptará, por tanto, como coeficiente de uniformidad de riego:

$$CU = 100 \frac{q_{25\%}}{q_a} \qquad (16.16)$$

donde:

$q_{25\%}$ es la media del 25% de observaciones de valor más bajo.
q_a es la media de todos los valores.

En el riego localizado, $q_{25\%}$ será la media del 25% de caudales o volúmenes de agua más bajos que en un tiempo determinado recibe cada planta, y q_a el caudal medio que reciben las plantas.

Si se consideran los factores de los que depende la uniformidad de riego, enumerados al principio de este epígrafe, asumiendo que los efectos de la temperatura actúan normalmente en favor de la uniformidad, y que los problemas inherentes a las obturaciones deben estar controlados, quedan como más importantes causas de la variación de caudal de los emisores a efectos del diseño hidráulico la variabilidad de fabricación y las diferencias de presión.

Teniendo en cuenta lo anterior, se puede definir estadísticamente CU como:

$$CU = 100 \left(1 - \frac{1{,}27CV}{\sqrt{e}} \right) \frac{q_n}{q_a} \qquad (16.17)$$

siendo:

CV el coeficiente de variación de fabricación del emisor.
e el número de emisores de los que recibe agua cada planta.
q_n caudal mínimo del emisor que corresponde a la presión mínima.
q_a caudal medio de todos los emisores considerados.

Si CU se refiere a la subunidad de riego, q_n corresponderá al caudal del emisor sometido a la presión mínima de la subunidad, y q_a será el caudal medio de toda la subunidad.

Al analizar con más detalle la ecuación (16.17), recordando lo que se estudió acerca del coeficiente de variación de fabricación, y si se contempla la Figura 16.2, se ve que para cada presión se obtendrá un conjunto de valores de q que se distribuyen normalmente con media $\bar{q}$ y desviación típica σ. Como ya se dijo, se supone que CV no depende de la presión y esto es prácticamente cierto dentro del entorno de aplicación del emisor. Por ello, si se obtiene CV para una determinada presión h_r.

$$CV = \frac{\sigma_r}{q_{ar}} \qquad (16.18)$$

Si se llama q_{rn} a la media del 25% de valores más bajos y se considera que no hay variación de presiones, la uniformidad de riego dependerá únicamente de la variación de fabricación del emisor y, por tanto,

$$CU = \frac{q_{rn}}{q_{ra}} * 100 = 100 \left(1 - \frac{q_{ra} - q_{rn}}{q_{ra}} \right) \qquad (16.19)$$

Estadísticamente, al ser la distribución normal, se cumple que:

$$q_{ra} - q_{rn} = 1{,}27\ \sigma r \qquad (16.20)$$

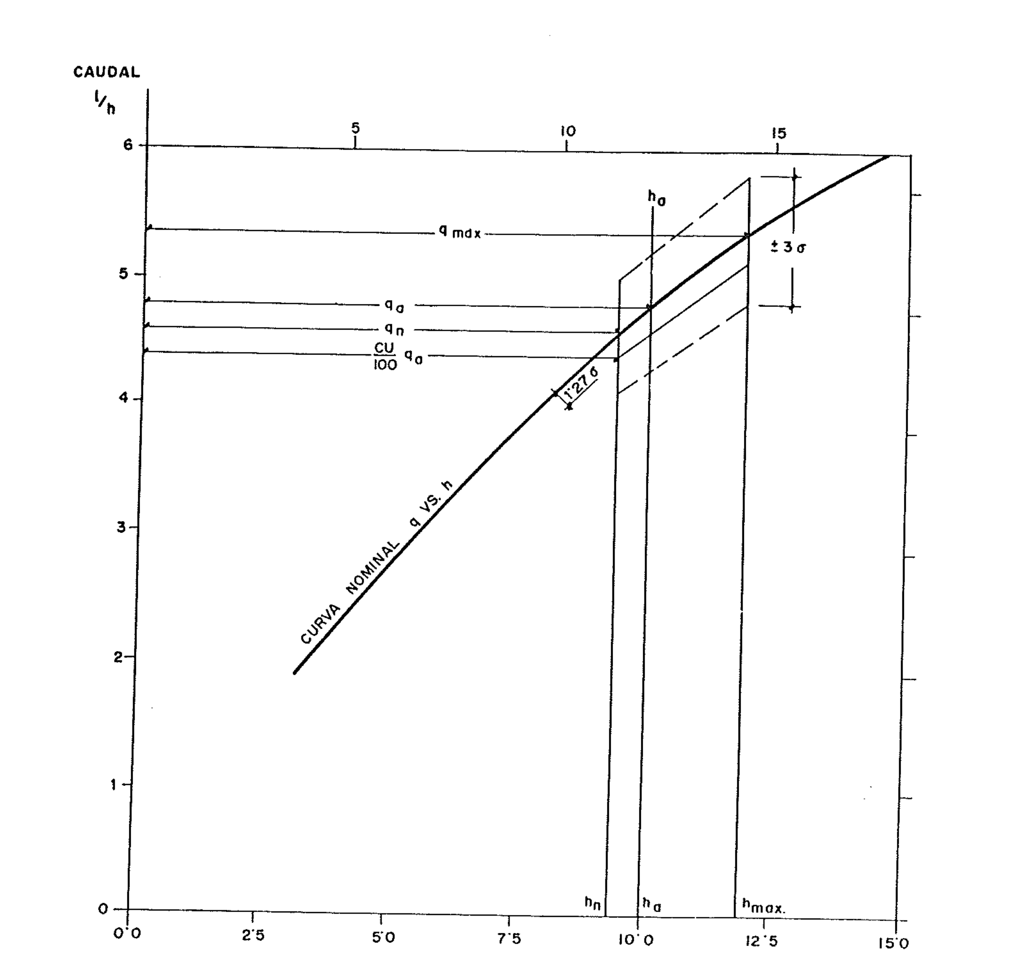


Fig. 16.2 Distribución de caudales.

y, por consiguiente:

$$\frac{q_{ra} - q_{rn}}{q_{ra}} = 1{,}27\ \frac{\sigma_r}{q_{ra}} = 1{,}27\ CV \tag{16.21}$$

por lo que

$$CU = 100\ (1 - 1{,}27CV) \tag{16.22}$$

y si los emisores se agrupan en e por planta

$$CU = 100\left(1 - \frac{1{,}27CV}{\sqrt{e}}\right) \tag{16.23}$$

En consecuencia, la primera parte de la ecuación (16.17) representa el coeficiente de uniformidad de riego debido a la variación de fabricación del emisor. La segunda parte de la misma ecuación es la variación de caudal debido a la variación de presiones dentro de la subunidad de riego, en donde, con un criterio más estricto, se ha tomado el valor más bajo en vez de la media del 25% de valores más bajos.

La ecuación (16.17) ha sido adoptada por el Soil Conservation Service de USA y también por la American Society of Agricultural Engineers.

En el Apéndice D figura la metodología que puede seguirse para la determinación en campo de la uniformidad de riego, adaptada de Merriam y Keller (1978). En la misma, también se determina un coeficiente de uniformidad de presiones, *CUP*, que está definido por la expresión:

$$CUP = \left(\frac{p_{25\%}}{\bar{p}}\right)^x 100 \tag{16.24}$$

en donde:

$p_{25\%}$ es la media del 25% de presiones más bajas medidas en los mismos puntos en donde se obtuvieron caudales.
$\bar{p}$ es la presión media de la subunidad.
x es el exponente de descarga del emisor obtenido en campo.

De la comparación de este coeficiente de uniformidad con el *CU*, podrá determinarse la naturaleza del posible problema, si es debido a diferencias de presión (*CUP* bajo) o cuando éste sea normal, a problemas de obturación (caso más frecuente).

La determinación del *CU* y del *CUP* con los emisores que riegan a 16 plantas, previamente seleccionadas, impide aplicar criterios estadísticos y, por tanto, definir los límites de confianza, para una determinada probabilidad, con los que se han obtenido los anteriores valores. El número "mágico" de 16 podrá ser o no suficiente en función de los valores reales de *CU* o *CUP*. Cuanto más bajos sean éstos, mayor deberá ser el número de observaciones realizadas, aunque se ha comprobado que a partir de 24 localizaciones los valores anteriores prácticamente no varían.

Aunque de menor utilización que el anterior, Keller y Karmeli también definieron un coeficiente de uniformidad absoluto en el que, además, se tiene en cuenta el exceso de riego.

$$CU_a = 100\ \frac{1}{2}\left(\frac{q_{25\%}}{q_a} + \frac{q_a}{q'_{máx}}\right) \tag{16.25}$$

donde:

$q_{25\%}$ es la media del 25% de valores más bajos medidos.
q'_{max} es la media del 12,5% de valores más altos medidos.
q_a es la media total.

El equivalente estadístico de la ecuación (16.25) es análogamente:

$$CU_a = 100\left(1-\frac{1,27CV}{\sqrt{e}}\right)\frac{1}{2}\left(\frac{q_n}{q_a}+\frac{q_a}{q_{max}}\right) \quad (16.26)$$

donde:

q_{max} es el caudal que corresponde a la presión máxima.

Tanto si se controla la dosis de riego por volumen como por tiempo, la dosis aplicada por cada emisor será proporcional a su caudal. Por ello las zonas regadas por los emisores que dan menos caudal recibirán menos agua que las demás. Si se agrupan los emisores de menos caudal a mayor caudal en 20 grupos, en donde el primero contenga el 5% de menor caudal y el número 20 el 5% de mayor caudal y se multiplican los caudales por un tiempo de aplicación, se transforman en dosis de riego, obteniendo la Figura 16.3, en donde se ha operado con un $CV = 0,10$; dos emisores por planta y sin variación de presiones. En esta figura se ha representado la media del 25% y del 50% de valores más bajos. Para este supuesto, en donde no se tienen en cuenta las variaciones debidas a la hidráulica, si se aplica la ecuación (16.16), se tendrá:

$$CU = 100 * \frac{29,12}{32} = 91\%$$

Suponiendo un manejo óptimo y $K = 1$, $E_a = 91\%$ y, por tanto, si los requerimientos en agua de cada planta se estiman en 29,12 l, la dosis a aplicar sería de 32 l, por lo que se volverá a repetir la Figura 16.3 y sólo el 12,5% aproximadamente de las plantas recibirán menos agua que la necesaria, mientras que todo el resto estará sobreirrigado.

Si, como es frecuente, en cabeza de cada subunidad de riego se coloca un regulador de presión, habrá que tener en cuenta su correspondiente coeficiente de variación de fabricación CV_R, al igual que en los emisores.

En este caso el coeficiente de uniformidad de la unidad de riegos, CU', vendrá definido por:

$$CU' = 100\,(1-1,27CV_R)CU \quad (16.27)$$

Bralts (1981), Wu y Gitlin y Bralts et al. (1985) han definido una ecuación para la uniformidad de riego:

$$U_s = 100\,(1-CV_T) \quad (16.28)$$

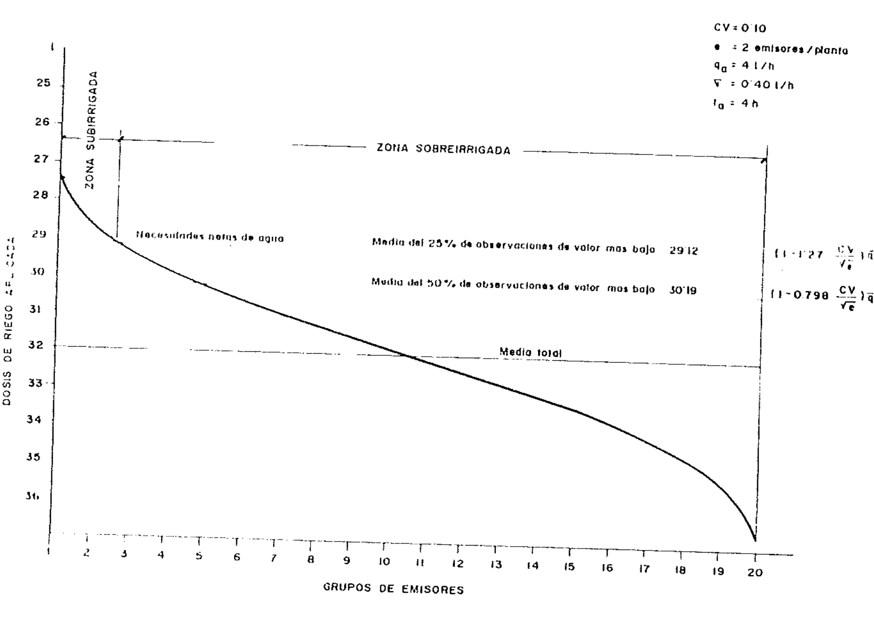


Fig. 16.3 Dosis de riego aplicada.

donde:

U_s es la uniformidad de riego estadística.
CV_T es el coeficiente de variación del caudal de los emisores referido a la subunidad de riego o a un lateral.

$$CV_T = \sqrt{CV^2 + CV_H^2} \quad (16.29)$$

siendo:

CV el coeficiente de variación de fabricación del emisor, y
CV_H el coeficiente de variación de caudal debido a la variación de presiones.

Ambos coeficientes son deducidos de la ecuación que relaciona el caudal y la presión de un emisor.

$$q = K\,h^x \quad (16.30)$$

en donde se ha demostrado que las variables K y h^x son estadísticamente independientes.

La varianza del caudal del emisor puede definirse como:

$$S_q^2 = \frac{1}{n}\sum_1^n (K_i h_i^x)^2 - \frac{1}{n^2}(\sum_1^n K_i h_i^x)^2 \qquad (16.31)$$

Si se supone h constante, para un mismo tipo de emisor,

$$S_q^2 = h^{2x}\left[\frac{1}{n}\sum_1^n K_i^2 - \frac{1}{n^2}(\sum_1^n K_i)^2\right] = h^{2x}\sigma^2 \qquad (16.32)$$

donde:

$$CV = \frac{\sqrt{S_q^2}}{q_a} = \frac{\sigma}{K_a} \qquad (16.33)$$

siendo:

K_a el valor medio de K.

Si a continuación se hace K constante:

$$S_q^2 = K^2\left[\frac{1}{n}\sum_1^n (h_i^x)^2 - \frac{1}{n^2}(\sum_1^n h_i^x)^2\right] = K^2\sigma_H^2 \qquad (16.34)$$

donde:

$$CV_H = \frac{\sqrt{S_q^2}}{q_a} = \frac{\sigma_H}{h_a^x} \qquad (16.35)$$

siendo:

h_a^x el valor medio de h^x.

Este desarrollo es sólo válido si se considera que los caudales de los emisores afectados sólo por las variaciones de presión siguen una distribución normal, lo cual no es cierto. De todas formas, al ser las diferencias de caudal debidas a la variación de fabricación de los emisores mucho más importantes que las originadas por el cambio de presiones, el conjunto de ambas puede aproximarse a una distribución normal. Todos estos trabajos han dado por resultado el ASAE Engineerig Practice ASAE EP458 en el que la uniformidad "estadística" de riego se define mediante la ecuación (16.28). En el Apéndice D se describe la metodología seguida en este estándar.

Wu y Gitlin (1983) proponen:

$$q_{var} = \frac{q_{máx} - q_{mín}}{q_{máx}} \qquad (16.36)$$

donde:

q_{var} es la variación del caudal por efectos de la presión o de la variación de fabricación del emisor.

$q_{máx}$ $= q + 2\sigma$.

$q_{mín}$ $= q - 2\sigma$ para un 5% de nivel de significancia estadística.

por lo que:

$$q_{var} = 1 - \frac{1 - 2\,CV}{1 + 2\,CV} \qquad (16.37)$$

Así un CV del 10% supone una variación de caudal del 33%.

Nakayama y Bucks (1981), suponiendo que no existe variación de caudales debido a la hidráulica, estudian la influencia de la variación de CV a lo largo de la vida del emisor, sobre los coeficientes de uniformidad definidos por Christiansen y Keller y Karmeli. Así, partiendo de una $CV = 0{,}05$ para emisor nuevo, se consigue una $CU_c = 95{,}7\%$, una $CU = 93{,}1\%$, y una $CU_a = 92{,}5\%$, cuando se usa un emisor por planta. Si se obturan totalmente el 5% de los emisores $CV = 0{,}24$ y $CU_c = 89\%$, $CU = 78{,}1\%$, y $CU_a = 82{,}8\%$. Es importante el efecto de utilizar más de un emisor por planta, ya que si, por ejemplo, se usan 2, $CV_s = 0{,}17$; $CU_c = 90{,}1\%$; $CU = 80{,}6\%$ y $CU_a = 85{,}2\%$, también en el caso del 5% de emisores obturados.

Basados en este trabajo de simulación de Nakayama, se ha preparado la formulación necesaria para un programa también de simulación, que, además, tiene en cuenta las variaciones de caudal por cambio de presión en la subunidad. Este programa proporciona el caudal de cada emisor o del número de ellos que se desee en la subunidad, teniendo en cuenta su CV_s y la variación de presiones. Las únicas limitaciones a su utilización son que las subunidades deben ser rectangulares y sin cambio de diámetros en las tuberías laterales. Ver Apéndice F.

16.5 Elección a efectos de diseño del coeficiente de uniformidad de riego

Hill y Keller (1978) desarrollaron un programa de cálculo para elegir, a efectos de diseño, el CU. Los factores de los que dependerá serán:

— Respuesta del cultivo a la aplicación de agua (curvas de función de producción).
— Valor de la cosecha.
— Coste del agua.
— Coste de la energía.
— Coste de la mano de obra.
— Coste de los fertilizantes a aplicar con el riego.
— Coste de la instalación en función de la uniformidad de riego.

Como todavía algunos de estos datos de partida son difíciles de obtener o no se encuentran en la bibliografía, a continuación, a modo de recomendaciones a utilizar en el diseño de instalaciones de riego localizado, se incluyen algunos valores de CU que coinciden con el ASAE EP405.

Tabla 16.1 Valores de CU recomendados por ASAE EP405

Tipo de emisor	Topografía del suelo	*CU* para zonas áridas
Emisores espaciados más de 4 m en cultivos permanentes	Uniforme (≤ 2% pendiente)	90 a 95%
	Terreno en pendiente (> 2%) u ondulado	85 a 90%
Emisores espaciados < 4 m en cultivos permantes o semipermanentes	Uniforme	85 a 90%
	Terreno en pendiente u ondulado	80 a 90%
Tuberías emisoras en cultivos anuales hortícolas o de escarda	Uniforme	80 a 90%
	Pendientes u ondulados	70 a 85%

Todos los valores dados se rebajarán en un 10% cuando se trate de zonas húmedas.

17 Límites de utilización del proyecto

Una de las características de los riegos localizados es su falta de flexibilidad para regar con una determinada instalación otro tipo de cultivo que tenga distinto marco de plantación y/o diferentes necesidades hídricas.

Por ello, cada sistema deberá utilizarse dentro de un marco que viene definido por los límites de utilización del proyecto.

Determinados, mediante el diseño agronómico, la dosis de riego, el número de emisores por planta y el caudal medio del emisor, se podrá calcular el tiempo de aplicación que será:

$$t_a = \frac{D_p}{e q_{nom}} \quad (17.1)$$

siendo:

t_a tiempo de aplicación (h/día).
D_p dosis total de riego por planta y día (l/día).
e número de emisores por planta.
q_{nom} caudal nominal del emisor (l/h).

El tipo de emisor y la disposición de laterales estarán ya fijados, en principio, en el diseño agronómico.

El proceso a seguir viene reflejado en el diagrama de flujo de la Figura 1, que se describe a continuación:

Paso 1.º: Fijar el tiempo disponible para el riego, t_d, en h/día. Para señalar este tiempo habrá que tenerse muy en cuenta el parecer del usuario de la instalación pero haciéndole ver que al acortarlo se encarece la instalación y que, además, se refiere al período de máxima demanda hídrica del cultivo. Se aconseja elegir como máximo unas 20 h ya que, por lo menos, habrá que dejar unas 4 h por día que se emplearán en mantenimiento, recarga de abonos y margen de seguridad para prevenir posibles fallos de la instalación. El nivel de automatización de la instalación influirá considerablemente en la elección del tiempo disponible.

Paso 2.º: De acuerdo con t_d y t_a se determina el número de unidades operacionales de riego o turnos, N:

$$N = \frac{t_d}{t_a} \quad (17.2)$$

el valor de N deberá redondearse.

Paso 3.º: Según el redondeo de N se recalculará el tiempo de aplicación:

$$t_a = \frac{t_d}{N} \quad (17.3)$$

Paso 4.º: Se determinará el caudal ajustado medio del emisor.

$$q_a = \frac{D_p}{e t_a} \tag{17.4}$$

y se comparará con el caudal nominal del emisor q_{nom} elegido para (17.1).

Si se cumple que

$$\frac{|q_a - q_{nom}|}{q_{nom}} \leq 0,10 \tag{17.5}$$

se aceptará el ajuste y se seguirá el proceso de cálculo, determinando los restantes parámetros, o sea, se proseguirá en el paso 6.º.

Paso 5.º: Si $|q_a - q_{nom}| > 0,10\, q_{nom}$ se podrá optar por:

i. Variar t_d conservando N con lo que si se disminuye aumentará q_a. Volver al paso 3.º.
ii. Variar N y volver al paso 3.º. Si se ha aumentado N, el tiempo de aplicación disminuirá y, por tanto, aumentará q_a.
iii. Fijar q_a y seguir en el paso 6.º ó presentar un nuevo q_{nom}, recalcular t_a, t_d y los restantes parámetros.
iv. Variar 2 o los 3 factores.

Paso 6.º: Se calculará el caudal del sistema, Q_s que es el de entrada en el cabezal o centro de control, en m³/h

$$Q_s = 10\,\frac{A}{N}\,\frac{e q_a}{S_p S_r} \tag{17.6a}$$

siendo:

A la superficie a regar (ha).
S_p la separación entre plantas en una misma fila (m).
S_r separación entre filas de plantas (m).

Si la finca a regar no puede dividirse en unidades operacionales iguales, lo cual será lo más frecuente, para calcular Q_s se tomará la superficie mayor y entonces

$$Q_s = 10A'\,\frac{e q_a}{S_p S_r} \tag{17.6b}$$

en la que:

A' es la superficie de la unidad operacional de riego mayor (ha).

Paso 7.º: Conociendo las necesidades anuales de riego, D_R, en mm se determinará el volumen de agua necesario al año, V_i, en m³.

$$V_i = 10\,A\,D_R \tag{17.7}$$

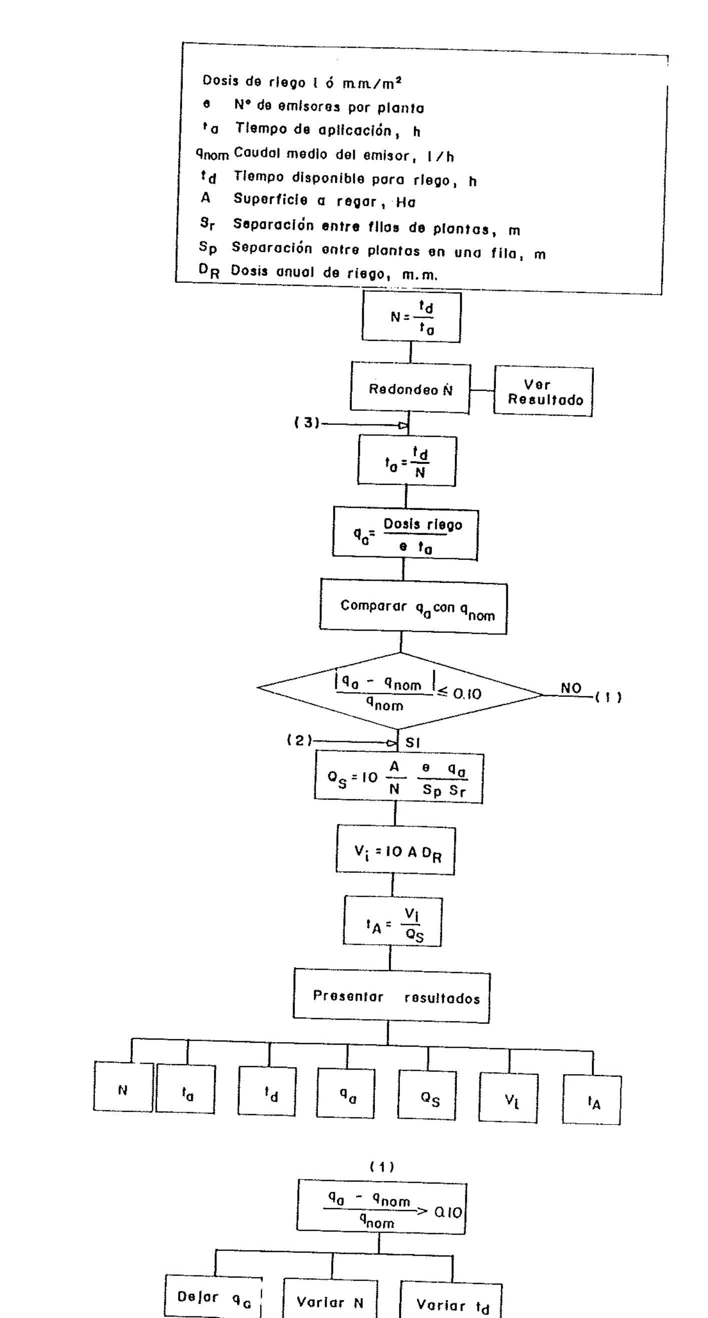


Fig. 17.1 Proceso para determinar los límites de utilización del proyecto.

Paso 8.º: Obtener el tiempo de funcionamiento anual de la instalación t_A mediante:

$$t_A = \frac{V_i}{Q_s} \qquad (17.8)$$

En algunos equipos es necesario prever una extra capacidad del sistema, ya que es previsible que q_a varíe con el tiempo. Para compensar estos cambios, el sistema deberá operarse a mayor presión o aumentar el tiempo de aplicación. Por ello, se deberá diseñar con un 10 a un 20% de extra capacidad o bien prever la posibilidad de poder aumentar la presión de funcionamiento cuando la descarga de los emisores decrezca.

Si se opta por la extra capacidad será necesario aumentar la capacidad del equipo de bombeo, si éste es necesario, y el diámetro de los tubos para disminuir las pérdidas de carga. Si se elige la reserva de presión, sólo será necesario diseñar un equipo de bombeo de más potencia. Consecuentemente, la segunda solución es menos costosa que la primera. Sin embargo, tiene un campo mayor de aplicación la capacidad extra, pues incluso sirve para compensar el aumento de caudales por incremento de q_a o por pequeñas fugas en la instalación.

Tolerancia de presiones

Suponiendo que al inicio de cada subunidad de riego se va a montar un mecanismo que sirva para regular la presión de entrada, de tal forma que en todas ellas los emisores proporcionen un caudal medio, q_a, el problema se reduce a conseguir en cada subunidad la uniformidad de riego que se ha fijado para el diseño.

Tres procedimientos se utilizan normalmente entre los proyectistas para prefijar un determinado intervalo dentro del cual deben estar las presiones y/o caudales en la subunidad de riego.

i. Considerar una determinada variación de presiones

Este es el método más sencillo y es el usado normalmente en riego por aspersión. Consiste en elegir directamente la diferencia de presiones a tolerar, como porcentaje de la presión nominal.

Así, por ejemplo, si se tienen emisores de 4 l/h que funcionan a 11 mca y se considera una tolerancia de presiones del ± 5% se tendrá

$$\Delta H_s = 0{,}1\ h_a = 1{,}1\ mca \qquad (17.9)$$

en donde:

ΔH_s es la diferencia máxima de presiones permitida en la subunidad de riego.

Este método que de hecho funciona bien para aspersión, en donde los emisores tienen un exponente de descarga muy constante, igual a 0,5, y el coeficiente de variación de fabricación es bajo, no debe usarse en riego localizado ya que para una

misma variación permitida de presiones la variación de caudales puede ser muy distinta según sea la x del emisor y también su CV.

Siguiendo el ejemplo anterior con un emisor de $x = 0{,}8$

$$\frac{h_{máx}}{h_{mín}} = 1{,}1 \text{ mca} \quad \text{y} \quad \frac{q_{máx}}{q_{mín}} = 1{,}1^{0{,}8} = 1{,}08 \qquad (17.10a)\ (17.10b)$$

Si $x = 0{,}5$

$$\frac{q_{máx}}{q_{mín}} = 1{,}1^{0{,}5} = 1{,}05$$

por lo que según sea la x del emisor se tendrán variaciones de caudal diferentes, 8% ó 5% respectivamente.

Si se elige un emisor autocompensante en el que $x < 0{,}2$, el diseño de tuberías no variará, pues se hará para la misma variación de presiones.

Tampoco se tiene en cuenta la calidad del emisor ni la uniformidad de riego, que de acuerdo con las recomendaciones ya enunciadas se debería haber elegido.

ii. Considerar una determinada variación de caudales en función de la uniformidad de riego deseada

En este caso, una vez fijada esta variación y conociendo, x se obtiene la variación permitida de presiones, de tal forma que

$$\frac{h_{máx}}{h_{mín}} = \left(\frac{q_{máx}}{q_{mín}}\right)^{1/x} \quad \text{en donde} \qquad (17.11)$$

$q_{máx} - q_{mín}$ será la variación de caudales permitida en la subunidad.

Si, por ejemplo, se admite una variación del 10% y la $x = 0{,}6$

$$\frac{h_{máx}}{h_{mín}} = 1{,}1^{1/0{,}6} = 1{,}17$$

Tampoco en este caso se tiene en cuenta la variación de fabricación del emisor, y ya se ha visto que ésta influye más sobre la uniformidad que la variación de presiones.

En un diseño enfocado con estas premisas, nunca sería rentable el uso de un emisor de mejor calidad, pues ello no se reflejaría en una instalación con tuberías de menor diámetro que pueden compensar en parte el coste mayor del emisor.

iii. Obtener la variación de presiones teniendo en cuenta x, CV y CU.

Fijado el valor del coeficiente de uniformidad de riego CU, recordando la ecuación (16.17) y conocida q_a, se puede obtener

$$q_n = \frac{CU q_a}{100\left(1 - \frac{1{,}27 CV}{\sqrt{e}}\right)} \qquad (17.12)$$

Como en el emisor se cumple que $q = K\,h^x$ se calculan:

$$h_a = \left(\frac{q_a}{K}\right)^{1/x} \qquad \text{y} \qquad (h_n)_s = \left(\frac{q_n}{K}\right)^{1/x}$$

en donde:

$(h_n)_s$ es la presión mínima en la subunidad de riego.

La diferencia máxima de presiones permitida en la subunidad de riego, ΔH_s, compatible con la CU elegida, será proporcional a la diferencia entre la presión media que produce el caudal medio y la presión mínima $(h_n)_s$, Figura 17.2, de modo que:

$$\Delta H_s = M\,[h_a - (h_n)_s] \qquad (17.13)$$

siendo:

M la relación entre la diferencia de presiones máxima y mínima de la subunidad de riego y la diferencia entre la media y la mínima de la misma subunidad.

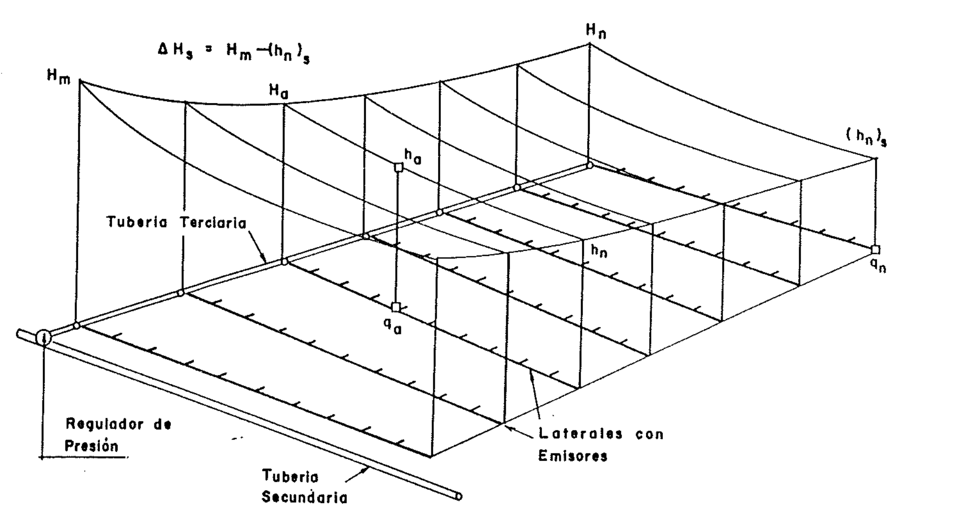


Fig. 17.2 Distribución de presiones en una subunidad de riego en terreno horizontal.

M depende de las características topográficas del terreno y del número de diámetros que se usen en una misma tubería, ya sea terciaria o lateral. Sus valores variarán entre 2 y 4,5. Se recomienda la utilización del valor 2,5 en esta fase del cálculo.

En el Apéndice E se calcula M para el caso de terreno horizontal y tuberías sin cambio de diámetros.

Una vez obtenido el valor de ΔH_s deberá repartirse esta tolerancia entre los laterales y la tubería terciaria.

En terreno horizontal o de pequeña pendiente se suele repartir de tal forma que:

$$(\Delta h)_a = (\Delta H_m)_a \approx 1/2\,\Delta H_s \qquad (17.14)$$

siendo:

$(\Delta h)_a$ diferencia de presiones tolerada en el lateral.
$(\Delta H_m)_a$ diferencia de presiones tolerada en la terciaria.

Cuando alguna de las longitudes (la de los laterales o la de la terciaria) esté prefijada, la relación vendrá condicionada a la longitud establecida.

18 Tuberías laterales

18.1 Cálculo y diseño de tuberías laterales

Las tuberías laterales son aquellas que alimentan directamente a los emisores y reciben el agua de las terciarias. Generalmente, son de material plástico (PVC o LDPE), de pequeño diámetro (12, 16, 20 ó 25 mm) y sin variaciones en una misma tubería por la complicación de la instalación que supondría la utilización de dos o más diámetros. Esta variación, en la mayoría de los casos, tampoco tiene justificación económica.

Si como es lo normal, son de PE, se pueden usar con presiones nominales de 0,25 MPa. En ellas no son de temer los golpes de ariete por el gran número de salidas que tienen, por lo que pueden admitirse altas velocidades.

En terrenos con pendientes hasta del 5%, los laterales se situarán en dirección a esta pendiente. En caso de pendientes superiores, se colocarán siguiendo el sentido de la menor pendiente, tendiendo las terciarias en la máxima pendiente.

En este capítulo se va a tratar del cálculo de estas tuberías y, a continuación, de su diseño. Este consistirá, a menudo, en la determinación del diámetro adecuado, dada una longitud de lateral que debe alimentar a un determinado número de emisores, dentro de un rango prefijado de uniformidad de emisión. En otros casos, y porque el diámetro del lateral esté definido, se tratará de determinar su longitud máxima, de acuerdo con las demás condiciones impuestas.

18.2 Pérdida de carga, h_f

Para este tipo de tuberías se recomienda la fórmula de Darcy Weisbach para el cálculo de la pérdida de carga.

$$h_f = f\frac{l}{D}\frac{V^2}{2g} * 10^3 \qquad (18.1)$$

en la que:

h_f es la pérdida de carga debida al rozamiento (mca).
f es el factor de rozamiento del diagrama de Moody.
l es la longitud de la tubería (m).
D es el diámetro interior (mm).
V es la velocidad del fluido en la tubería (m/s).
g es la aceleración debida a la gravedad (m/s^2).

Según el valor del número de Reynolds R, se tendrá que:

Si R < 2.000

$$f = \frac{64}{R} \qquad (18.2a)$$

Para R ≥ 2.000

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left(\frac{2,51}{R\sqrt{f}} + \frac{\epsilon}{3,71D_i} \right) \quad \text{(Ecuación de Colebrook)} \quad (18.2b)$$

En donde ϵ es la rugosidad absoluta, en mm (se toma 0,02 para el PVC y 0,002 para el PE).

Blasius ha propuesto un valor de f que puede usarse con suficiente aproximación, cuando no se tengan tablas o ábacos obtenidos con la expresión anterior.

$$f = 0{,}32R^{-0,25} \quad (18.2c)$$

para valores de R comprendidos entre 3.000 y 10^5.

En todos los casos $R = 1{,}26 * 10^6\ Q/D_i$ (18.3), para agua a 20° C. Combinando las ecuaciones 18.1, 18.2 y 18.3 se obtiene:

$$J = \frac{h_f * 100}{l} = 7{,}89 * 10^7\ \frac{Q^{1,75}}{D_i^{4,75}} \quad (18.4a)$$

siendo:

J el gradiente de pérdida de carga (m/100 m).
Q el caudal de la tubería (l/s).
D_i el diámetro interior (mm).

Cuando $10^5 < R < 10^7$,

$$f = 0{,}13 * R^{-0,172} \quad (18.2d)$$

con lo que:

$$J = 9{,}59 * 10^7\ \frac{Q^{1,828}}{D_i^{4,828}} \quad (18.4b)$$

Si R < 2.000; $f = 64R^{-1}$ y, por tanto:

$$J = 4{,}20 * 10^5\ \frac{Q}{D_i^4} \quad (18.4c)$$

A falta de tablas o ábacos, la ecuación (18.4a) es la que se recomienda utilizar para diámetros inferiores a 125 mm, mientras que la (18.4b) lo será para diámetros superiores a 125 mm (ver apéndice C, ábacos del C1 al C5).

La velocidad media del fluido dentro de la tubería se obtendrá mediante:

$$V = 4.000\ \frac{Q}{\pi D_i^2} \quad (18.5)$$

en donde V viene en m/s.

Como ya se ha visto, en cada conexión de emisor se produce una pérdida de carga equivalente a una longitud de lateral f_e y, por tanto, se puede obtener el gradiente equivalente.

$$J' = J\ \frac{S_e + f_e}{S_e} \quad (18.6)$$

en donde:

J' gradiente de pérdida de carga equivalente del lateral con emisores (m/100 m)
S_e separación de emisores en la tubería (m).
f_e longitud de lateral cuya pérdida de carga equivale a la producida por la conexión del emisor (m).

La pérdida de carga en la tubería lateral vendrá dada por la ecuación.

$$h_f = J'\ F\ \frac{l}{100} \quad (18.7)$$

en donde:

F es el coeficiente de reducción de Christiansen para compensar la descarga a lo largo de la tubería en función del número de orificios, N, del exponente del caudal de la fórmula de pérdida de carga utilizada, $m = 1{,}75$, y de la distancia al primer orificio desde el punto de alimentación de la tubería (ver Tabla 18.1).

Se recuerda que para poder usar este coeficiente los orificios deben estar espaciados uniformemente, las descargas en ellos deben ser iguales y al final de la tubería no tiene que seguir caudal. Si no se cumple alguna de estas condiciones la aplicación de F es incorrecta.

J. L. de Paco (1981) establece otro coeficiente para el caso, bastante frecuente, de tuberías laterales o de emisores agrupados por parejas, en función de un factor de forma F_r y de la F de Christiansen.

$$F_r = \frac{S_2}{S_1} \quad (18.8)$$

$$F_1 = \frac{1 - F_r}{1 + F_r}\ F\,(N/2,\ m) + \frac{2F_r}{1 + F_r}\ F\,(N,\ m) \quad (18.9)$$

en donde:

$F\,(N/2, m)$ es el factor de Christiansen para $N/2$ orificios y un m de exponente de descarga en la fórmula usada para el cálculo de la pérdida de carga.
S_2 es la menor separación entre laterales o emisores.
S_1 es la mayor separación entre laterales o emisores.

Tabla 18.1 Valores de F

Número de orificios	F (*)	F (**)	Número de orificios	F (*)	F (**)
1	1,000	1,000	26	0,383	0,371
2	0,649	0,532	27	0,382	0,371
3	0,546	0,455	28	0,382	0,370
4	0,498	0,426	29	0,381	0,370
5	0,469	0,410	30-31	0,380	0,370
6	0,451	0,401	32	0,379	0,370
7	0,438	0,395	33	0,379	0,369
8	0,428	0,390	34-36	0,378	0,369
9	0,421	0,387	37-38	0,377	0,369
10	0,415	0,384	39	0,377	0,368
11	0,410	0,382	40-42	0,376	0,368
12	0,406	0,380	43-46	0,375	0,368
13	0,403	0,379	47-48	0,374	0,368
14	0,400	0,378	49-50	0,374	0,367
15	0,398	0,377	51-56	0,373	0,367
16	0,395	0,376	57-63	0,372	0,367
17	0,394	0,375	64	0,371	0,367
18	0,392	0,374	65-73	0,371	0,366
19	0,390	0,374	74-85	0,370	0,366
20	0,389	0,373	86-98	0,369	0,366
21	0,388	0,373	99-103	0,369	0,365
22	0,387	0,372	104-129	0,368	0,365
23	0,386	0,372	130-175	0,367	0,365
24	0,385	0,372	176-210	0,366	0,365
25	0,384	0,371	211-269	0,366	0,364
			270-350	0,365	0,364
			351-1.000	0,364	0,364

(*) Valores de F para usar con la fórmula de Darcy-Weisbach ($m = 1,75$). El primer orificio se encuentra a igual distancia de la toma que del segundo orificio.
(**) Valores de F para usar con la fórmula de Darcy-Weisbach, cuando el primer orificio se encuentra a mitad de distancia de la toma que del segundo orificio.

En la Tabla 18.2 se recogen los valores de F_t para $m = 1,75$ y distintos F_r.

18.3 Curva de fricción adimensional

Combinando las ecuaciones (18.4a), (18.5) y (18.6) y calculando la pérdida de carga que se produce desde el punto x hasta el final de la tubería, se tiene:

$$h_{fx} = J'_x F \frac{x}{100} = J_x \frac{S_e + f_e}{S_e} F \frac{x}{100} \qquad (18.10)$$

Tabla 18.2 Valores del factor de reducción para derivaciones de caudal agrupadas por parejas (de Paco, 1981)

m = 1,75	Valores del factor de forma F_r				
N	0,100	0,200	0,300	0,400	0,500
2	0,936	0,883	0,838	0,800	0,767
4	0,622	0,599	0,579	0,563	0,548
6	0,529	0,514	0,502	0,492	0,483
8	0,484	0,474	0,465	0,458	0,451
10	0,459	0,451	0,444	0,438	0,433
12	0,443	0,436	0,430	0,425	0,421
14	0,431	0,425	0,420	0,416	0,413
16	0,422	0,417	0,413	0,409	0,406
20	0,410	0,406	0,403	0,400	0,398
24	0,402	0,399	0,396	0,394	0,392
28	0,397	0,394	0,392	0,390	0,388
40	0,387	0,385	0,383	0,382	0,380
100	0,373	0,372	0,372	0,371	0,371
∞	0,364	0,364	0,364	0,364	0,364

en donde:

$$J_x = K \frac{Q_x^{1,75}}{D^{4,75}} \qquad (18.11)$$

y además:

$$Q_x = Q \left(\frac{x}{l} \right) \qquad (18.12)$$

siendo:

h_{fx} la pérdida de carga entre el punto situado a una distancia x del final de la tubería y éste (mca).
J_x gradiente de pérdida de carga correspondiente al caudal Q_x (m/100 m).
Q_x caudal que pasa por el punto x (l/s).

por lo que:

$$h_{fx} = K \frac{Q^{1,75}}{D^{4,75}} \cdot \left(\frac{x}{l} \right)^{1,75} \frac{S_e + f_e}{S_e} F \frac{x}{100} \frac{l}{l} = J' F \left(\frac{x}{l} \right)^{2,75} \frac{l}{100} \qquad (18.13)$$

de donde:

$$\frac{h_{fx}}{l/100} = J' F \left(\frac{x}{l} \right)^{2,75} \qquad (18.14)$$

o bien:

$$h_{fx} = h_f \left(\frac{x}{l} \right)^{2,75} \tag{18.15}$$

La ecuación (18.14) es la de la curva de fricción adimensional, que se representa en la Figura 18.1, llevando en abscisas x/l y en ordenadas $h_{fx}/l/100$, y habiendo hecho $J'F = 10$.

Esta curva corresponde a las siguientes hipótesis:

a. Descarga uniforme a lo largo de la tubería.
b. F constante

Estas hipótesis, si bien no son exactas, permiten un cálculo con una aproximación admisible, porque los casos de aplicación se encuentran dentro de las limitaciones a que obligan las tolerancias de diferencia de presión determinadas en el diseño.

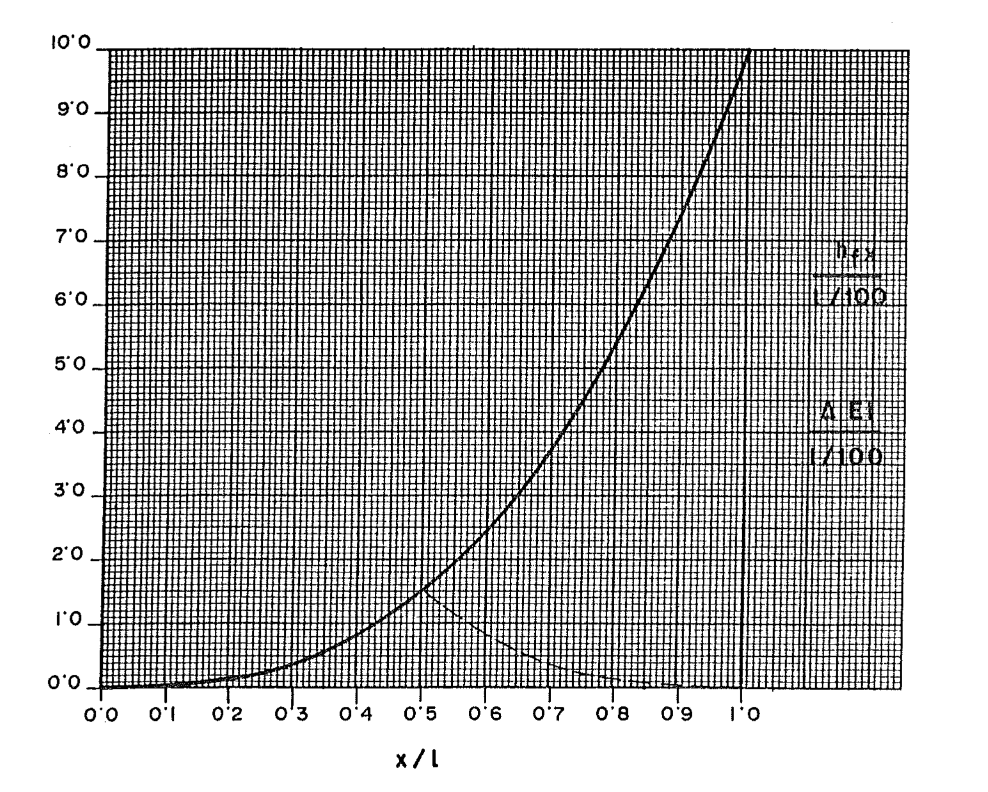


Fig. 18.1 Curva de fricción adimensional.

La pendiente del terreno si es uniforme podrá llevarse también en ordenadas sobre la misma figura, teniendo en cuenta que :

$$s = \frac{\Delta El}{l/100} \tag{18.16}$$

siendo:

s pendiente del terreno (%) con signo positivo (+) cuando el agua va en contrapendiente y con signo negativo (–) cuando va a favor de la pendiente.
ΔEl diferencia de cota entre los extremos de la tubería (m).

18.4 Lateral alimentado por un extremo

18.4.1 Cálculo numérico y solución gráfica

Se entiende por lateral alimentado por un extremo el caso en que a partir de la tubería terciaria sólo salen laterales de un lado.

En la Figura 18.2 se han representado las distintas situaciones que pueden presentarse y en todas ellas figuran los términos a calcular. La curva de fricción adimensional, transformada mediante el cambio adecuado de escala, se convierte en la línea de niveles piezométricos de la tubería y, por tanto, la presión media de ésta

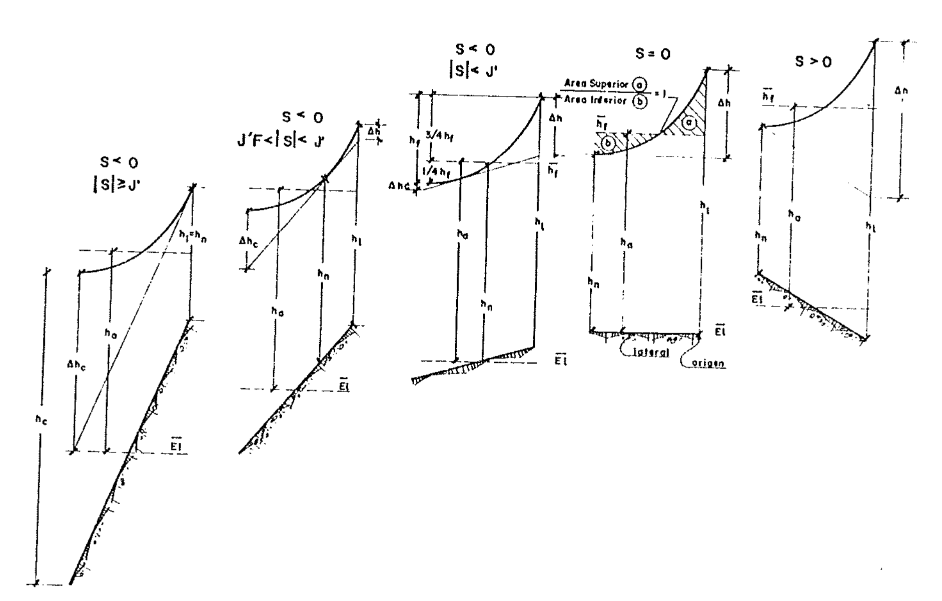


Fig. 18.2 Distintos casos de disposición de tuberías laterales.

será la distancia vertical entre el punto de cota media del terreno y la ordenada media de la línea piezométrica.

El cálculo de esta última se puede efectuar gráficamente en la Figura 18.1, o numéricamente, partiendo de la ecuación (18.14).

$$\int_0^1 J'F\left(\frac{x}{l}\right)^{2,75} d\left(\frac{x}{l}\right) = J'F\frac{1}{3,75} \qquad (18.17)$$

Si se hace $J'F = 10$, a efectos de escala, el área comprendida entre la curva de fricción adimensional, desde $x/l = 0$ hasta 1 y el eje de abscisas, será:

$$\frac{10}{3,75} = 2,67$$

La ordenada media de la curva será el área calculada, dividida por la longitud $x/l = 1$ y, por tanto, 2,67. La abscisa correspondiente a esta ordenada se obtendrá de (18.14) y valdrá,

$$\frac{x}{l} = \left(\frac{2,67}{10}\right)^{(1/2.75)} = 0,62$$

Esto significa que a una distancia 0,38 l del punto de alimentación del lateral ya se ha producido el 73,33% de la pérdida de carga total. A efectos de cálculo se tomará el 75% y 0,4 l. A este punto correspondería la presión media de la tubería si el terreno fuera horizontal.

Volviendo a la Figura 18.2, fácilmente se comprueba que en todos los casos:

$$h_l = h_a + \frac{3}{4}h_f + \frac{1}{2}\Delta El \qquad (18.18)$$

en donde:

h_l es la presión de entrada en la tubería lateral (mca).
h_a es la presión media del lateral (mca).
h_f es la pérdida de carga en el lateral (mca).
ΔEl es la diferencia de cota entre el origen y el final del lateral (m).

También se tiene que:

$$h_n = h_l - (h_f + \Delta El) - \Delta h_c \qquad (18.19)$$

en donde:

h_n es la presión mínima del lateral (mca).
Δh_c diferencia de presiones que se produce en el lateral, desde el punto de presión mínima hasta su final cerrado (mca).
$\Delta h = h_l - h_n$ es la diferencia de presiones en el lateral desde su origen hasta el punto de presión mínima (mca).

a. *Cálculo numérico*

Se calcula

$$q_l = n\, q_a \qquad (18.20)$$

siendo:

q_l caudal de entrada en el lateral (l/h).
n número de emisores que alimenta el lateral.
q_a caudal medio del emisor (l/h).

Mediante tablas, los ábacos del 1 al 5 del apéndice C o las ecuaciones (18.4) se obtiene J para el diámetro del lateral y q_l. A continuación se determina J' y F de acuerdo con la ecuación (18.6) y la correspondiente tabla de F (Tabla 18.1). Con estos datos puede calcularse h_f mediante la ecuación (18.7) y, por tanto, h_l, usando la ecuación (18.18).

Para calcular Δh_c se sigue la Figura 18.3, recordando la Figura 18.2.

El «punto» de tangencia de una recta que represente el terreno y la curva de fricción, se producirá cuando j', que es el gradiente de pérdida de carga entre dos orificios consecutivos, tenga la misma pendiente que el terreno.

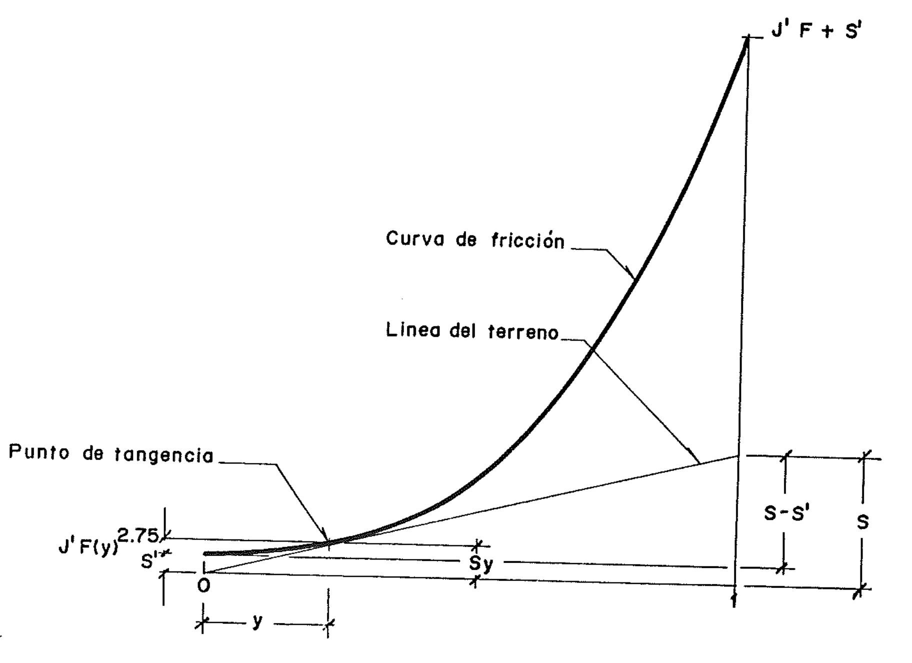


Fig. 18.3 Determinación de Δh_c.

Se ha entrecomillado «punto» porque se trata de tramo y no de un punto propiamente dicho. Por tanto, se cumplirá que:

$$s = j' \qquad (18.21)$$

pero $$j' = J'\,(y)^{1,75} = s; \quad y = \left(\frac{s}{J'}\right)^{1/1,75} \qquad (18.22)$$

siendo:

- s pendiente del terreno (%).
- j' gradiente de pérdida de carga entre dos orificios consecutivos (m/100 m).
- J' gradiente de pérdida de carga para el lateral con emisores (m/100 m).
- y es la x/l correspondiente al "punto" de tangencia de la curva de fricción y la línea de pendiente.

En la Figura 18.3 y teniendo en cuenta la ecuación (18.14):

$$s' = sy - J'F\,(y)^{2,75} \qquad (18.23)$$

$$\Delta h_c = s'\,(l/100) \qquad (18.24)$$

Operando con las ecuaciones (18.22), (18.23) y (18.24) se obtiene que:

$$\Delta h_c = \frac{l}{100}\,(1-F)\,|\,s\,|^{1,57}\,(J')^{-0,57} \qquad (18.25)$$

Para facilitar el cálculo vamos a distinguir tres casos distintos y aplicar la ecuación (18.19) a los tres; recordando la Figura 18.2 (ver Tabla 18.3):

i. $s \geq 0$

$$h_n = h_l - h_f - \Delta El \qquad (18.26)$$

y $$\Delta h_c = 0$$

ii. $s < 0$ y $|\,s\,| < J'$

$$h_n = h_l - (h_f + \Delta El) - \frac{l}{100}\,(1-F)\,|\,s\,|^{1,57}\,(J')^{-0,57} \qquad (18.27)$$

de donde:

$$h_n = h_l - t'h_f \qquad (18.28)$$

siendo:

$$t'h_f = h_f + \Delta El + \frac{l}{100}\,(1-F)\,|\,s\,|^{1,57}\,(J')^{-0,57} \qquad (18.29)$$

Tabla 18.3 Ecuaciones para el cálculo de laterales

Pendiente s	Presión de entrada, h_l	Diferencia de presiones, desde el principio, Δh	Diferencia de presiones, desde el final, Δh_c	Presión mínima h_n
≥ 0	$h_a + {}^3/_4\,h_f + {}^1/_2\,\Delta El$	$h_f + \Delta El$	0	$h_l - \Delta h$
$s < 0$ y $\lvert s \rvert < J'$	$h_a + {}^3/_4\,h_f + {}^1/_2\,\Delta El$	$h_f + \Delta El + h_c$ ó $t'h_f$	$\frac{l}{100}(1-F)\,\lvert s \rvert^{1,57}\,(J')^{-0,57}$	$h_l - \Delta h$
$s < 0$ y $\lvert s \rvert \geq J'$	$h_a + {}^3/_4\,h_f + {}^1/_2\,\Delta El$	0	$-(h_f + \Delta El)$	h_l

por lo que:

$$t' = 1 + \frac{\Delta El}{h_f} + 0,36 \mid \Delta El/h_f \mid^{1.57} \qquad (18.30)$$

donde se ha tenido en cuenta que:

$$\frac{h_f}{l/100} = J'F$$

y por tanto, que:

$$\frac{s}{J'F} = \frac{\Delta El}{h_f} \qquad (18.31)$$

y se ha hecho

$$(1 - F)\, F^{0.57} \approx 0,36$$

En la Tabla 18.4 se dan valores de t' para distintos $\Delta El/h_f$ aplicando la ecuación (18.30).

También se ha representado en la Figura 18.10 la curva t'. Recordamos que ΔEl en este caso tendrá signo negativo.

Tabla 18.4 Valores de t'

$\frac{\Delta El}{hf}$	t'
0,0	1,00
0,2	0,83
0,4	0,69
0,6	0,56
0,8	0,45
1,0	0,36
1,2	0,28
1,4	0,21
1,6	0,15
1,8	0,11
2,0	0,07
2,2	0,04
2,4	0,02
2,6	0,01
2,75	0,00

También se tendrá que:

$$\Delta h = h_l - h_n = t'h_f \qquad (18.32)$$

Si $\Delta h = \Delta h_c$, de la ecuación (18.19) se deduce que
$\Delta h = h_f + \Delta El + \Delta h_c$ y, por tanto, se cumplirá que
$h_f + \Delta El = 0$, por lo que
$h_f = -\Delta El$ o bien $|s| = J'F$

Por ello, cuando:

$$0 < |s| \leq J'F$$

se cumple que $\Delta h \geq \Delta h_c$, mientras que para:

$$J'F < |s|; \qquad \Delta h < \Delta h_c$$

iii. $s < 0$ y $|s| \geq J'$

En este caso, y según la ecuación (18.22), el punto de tangencia se produce en el origen de la tubería. Por tanto, se tendrá:

$h_n = h_l$ y
$h_c = h_l - h_f - \Delta El$, donde
h_c = presión al final de la tubería (mca).

Se cumplirá también que $\Delta h = 0$ y $\Delta h_c = h_c - h_n = -h_f - \Delta El$ (18.33)

Se repite que ΔEl vendrá con su signo correspondiente, que en este caso es negativo.

Al final del cálculo se comprobará que:

$$\Delta h_c \quad \text{ó} \quad \Delta h \leq (\Delta h)_a \text{, siendo:}$$

$(\Delta h)_a$ diferencia máxima de presiones permitida en el lateral (mca).

Ejemplo 1:

Se desea calcular una tubería lateral de LDPE de ϕ 12 mm con 10 mm de diámetro interior y de 49,50 m de longitud, con emisores sobre línea de conexión estandar, con pérdida de carga en ella equivalente a 0,15 m, colocados cada 0,75 m. El caudal medio de cada emisor es 2,1 l/h a 10,48 mca. Determinar la presión de entrada y la diferencia máxima de presiones que se produce en el lateral cuando está situado en un terreno en pendiente de 1% y a favor.

El número de emisores a alimentar, si el primero está a igual distancia de la toma que del segundo, será:

$$n = \frac{l}{S_e} = \frac{49,50}{0,75} = 66$$

Caudal de entrada: $q_l = n\, q_a = 66 * 2,1 = 138,6$ l/h.
Gradiente de pérdida de carga: J (138,6; 10 mm) = 4,646 m/100 m.
Gradiente de pérdida de carga del lateral con emisores:

$$J' = J\frac{S_e + f_e}{S_e} = 4,646\frac{0,75 + 0,15}{0,75} = 5,575 \text{ m/100 m}$$

Como la pendiente es a favor del flujo tiene signo (–) y por tanto

$$s < 0 \text{ y además } |s| = 1 < J' = 5{,}575 \text{ m/100 m}$$

De la Tabla 18.3 estamos en el segundo caso.

En la Tabla 18.1 para el primer orificio a igual distancia que del segundo orificio (*)

$$F(66; 1{,}75) = 0{,}371 \qquad \text{y} \qquad J'F = 5{,}575 * 0{,}371 = 2{,}07$$

por lo que $|s| < J'F$ y por consiguiente $\Delta h > \Delta h_c$

La pérdida de carga en la tubería será:

$$h_f = J'F\, l/100 = 2{,}07 * 49{,}50/100 = 1{,}02 \text{ mca}$$

La diferencia de cota entre los extremos de la tubería será:

$$\Delta El = s\, l/100 = -1 * 49{,}50/100 = -0{,}495 \text{ m}$$

La presión de entrada requerida en el lateral

$$h_l = h_a + {}^3\!/_4\, h_f + {}^1\!/_2\, \Delta El = 10{,}48 + {}^3\!/_4\, 1{,}02 + {}^1\!/_2\,(-0{,}495) = 11{,}00 \text{ mca}$$

La diferencia máxima de presiones que se produce en este lateral será:

$$\Delta h = h_f + \Delta El + \Delta h_c = t' h_f$$

$$\Delta h_c = \frac{l}{100}(1 - F)\,|s|^{1.57}\,(J')^{-0.57} = \frac{49{,}50}{100}(1 - 0{,}371)\,|-1|^{1.57}\,5{,}575^{-0.57} = 0{,}117 \text{ mca}$$

y

$$\Delta h = 1{,}02 - 0{,}495 + 0{,}117 = 0{,}64 \text{ mca}$$

También, según la Tabla 18.4 para

$$\frac{\Delta El}{h_f} = \frac{s}{J'F} = \frac{1}{2{,}07} = 0{,}483 \qquad t' = 0{,}632$$

$$\Delta h = t' h_f = 0{,}632 * 1{,}02 = 0{,}64 \text{ mca}$$

Se comprueba que $\Delta h > \Delta h_c$ y este valor será el que deberá compararse con la diferencia de presiones tolerada $(\Delta h)_a$.

La presión mínima en el lateral será $h_n = h_l - \Delta h = 11{,}00 - 0{,}64 = 10{,}36$ mca.

b. *Solución gráfica*

Mediante la curva de fricción adimensional, Figura 18.1, se halla la pérdida de carga media que corresponde a $x/l = 0{,}6$ y el punto de cota media del terreno, que si éste es uniforme corresponderá a $x/l = 0{,}5$.

La distancia desde la curva de fricción en su punto correspondiente a $x/l = 0{,}6$ y la cota media, deberá ser la presión media de trabajo de los emisores h_a.

El proceso a seguir será el siguiente:

Se calcula $q_l = n\, q_a$ y a continuación $J\,(q_l;\, D_i)$; $F\,(n;\, m)$ y J' y por tanto $J'F$ y también $\Delta El = s\, l/100$.

A partir de la ordenada media de la curva de fricción adimensional, situada a 1/4 de h_f se llevará en ordenadas la presión media de la subunidad h_a cambiada de escala para lo cual:

$$|h_a|' = \frac{10}{J'F} * \frac{100}{l} * h_a \qquad (18.34)$$

Si el valor obtenido es muy grande, se llevará una cantidad de unidades determinada, colocando entre paréntesis la diferencia al valor real.

Por el extremo de esta vertical se trazará una línea horizontal en donde estará situada la ordenada media del perfil del terreno. A partir de ella se dibujará dicho perfil teniendo en cuenta que, si la pendiente es uniforme

$$\left|\frac{\Delta El}{l/100}\right|' = \frac{10}{J'F}\left|\frac{\Delta El}{l/100}\right| = \frac{10}{J'F}|s| \qquad (18.35)$$

donde ${}^1\!/_2 \left|\frac{\Delta El}{l/100}\right|'$ es la ordenada a llevar en $x/l = 1$ a partir de la horizontal trazada,hacia arriba si ΔEl es positivo o hacia abajo si es negativo.

A continuación se trasladará en vertical y paralelamente así mismo el perfil del terreno hasta que toque a la curva de fricción adimensional.

Desde este momento se podrán efectuar las medidas siguientes sobre el gráfico:

$|h_l|'$, presión de entrada en el lateral cambiada de escala, será la distancia medida en ordenadas, para $x/l = 1$, desde el perfil del terreno hasta la curva de fricción adimensional.

$$h_l = \frac{J'F}{10} * \frac{l}{100} * |h_l|' \qquad (18.36)$$

Téngase en cuenta que el valor medido tendrá que incrementarse con la cantidad colocada entre paréntesis.

$|\Delta h|'$, diferencia de presiones desde la entrada hasta el punto de presión mínima, cambiada de escala, se medirá en ordenadas para $x/l = 1$ desde la paralela trazada al perfil del terreno hasta la curva de fricción adimensional.

$$\Delta h = \frac{J'F}{10} * \frac{l}{100} * |\Delta h|' \qquad (18.37)$$

En este caso no habrá que incrementar el valor medido.

$|\Delta h_c|'$, diferencia de presiones entre el final del lateral y el punto de presión mínima, cambiada de escala, se medirá sobre la ordenada correspondiente a $x/l = 0$, desde la paralela al perfil del terreno hasta la curva de fricción adimensional.

$$\Delta h_c = \frac{J'F}{10} * \frac{l}{100} * |\Delta h_c|' \qquad (18.38)$$

En este caso tampoco se incrementará el valor de la medida efectuada.

La diferencia máxima que se produzca (Δh ó Δh_c) ha de ser menor que la tolerada en el lateral.

Para entrar con un dato en el gráfico, el cambio de escala a efectuar en ordenadas es:

$$\frac{1}{l/100} * \frac{10}{J'F} * \text{dato a entrar} \qquad (18.39)$$

Para obtener un resultado del gráfico, el cambio a realizar también en ordenadas es:

$$\frac{l}{100} * \frac{J'F}{10} * \text{medida en gráfico} \qquad (18.40)$$

Ejemplo 2.

Se resuelve a continuación el mismo lateral que el del ejemplo 1.

Para entrar datos en ordenadas el cambio a realizar será:

$$\frac{100}{l} * \frac{10}{J'F} = \frac{100}{49{,}50} * \frac{10}{2{,}07} = 9{,}76 \quad \text{por lo que}$$

$$\left|\frac{\Delta El}{l/100}\right|' = \frac{10}{J'F}|s| = \frac{10}{2{,}07}1 = 4{,}83$$

$$|h_a|' = 9{,}76 * h_a = 9{,}76 * 10{,}48 = 102{,}28$$

Para que el dibujo no quede excesivamente alargado en vertical se llevan en ordenadas para $|h_a|'$ sólo 5 unidades por lo que se guardan $102{,}28 - 5 = 97{,}28$.

En la Figura 18.4 se observa el gráfico obtenido, en el que midiendo en ordenas se tiene:

$|h_l|' = 10{,}1 + 97{,}28 = 107{,}38$; $\quad |\Delta h|' = 6{,}25$; $\quad |\Delta h_c|' = 1{,}10$;
$|h_n|' = 3{,}85 + 97{,}28 = 101{,}13$

y aplicando el inverso del cambio de escala, o sea, $1/9{,}76 = 0{,}1025$ se obtendrá finalmente:

$h_l = 107{,}38 * 0{,}1025 = 11{,}00$ mca; $\quad \Delta h = 6{,}25 * 0{,}1025 = 0{,}64$ mca;

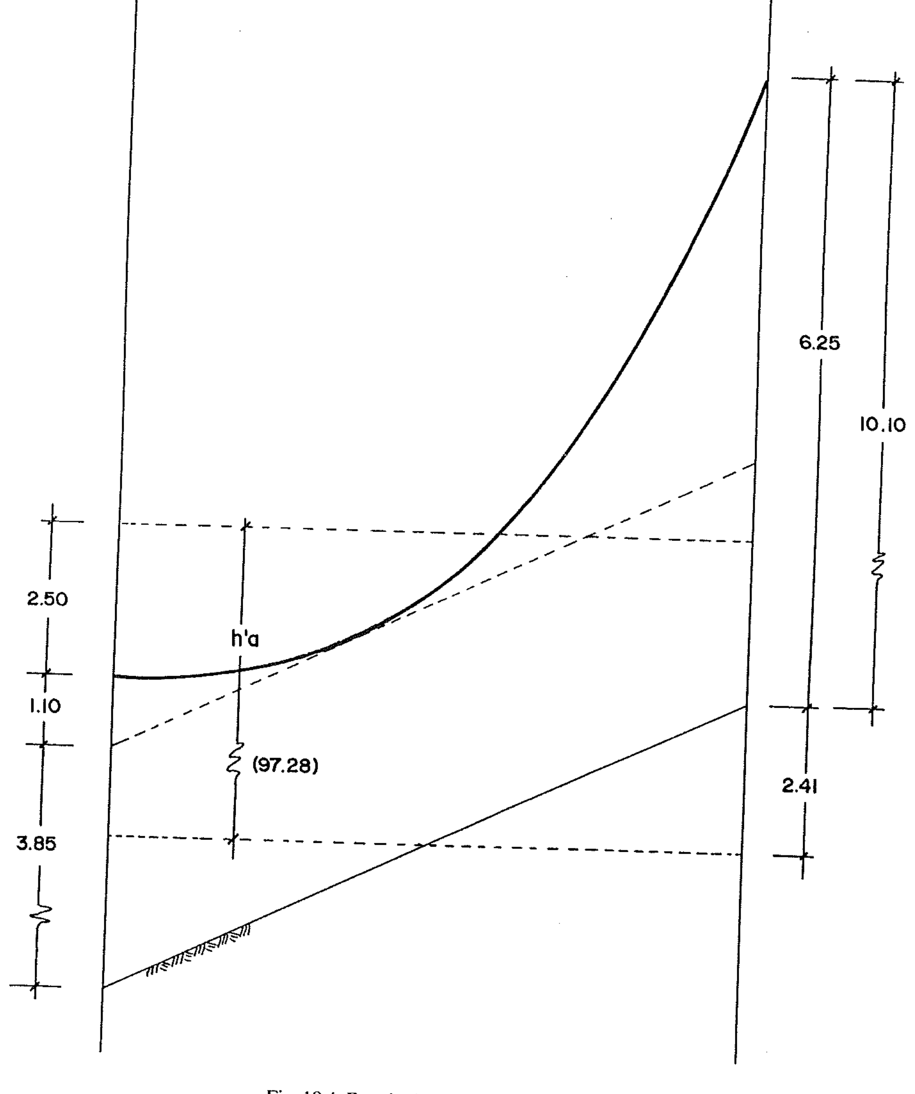


Fig. 18.4 Resolución gráfica del ejemplo 2.

$\Delta h_c = 1{,}10 * 0{,}1025 = 0{,}11$ mca;
$h_n = 101{,}13 * 0{,}1025 = 10{,}37$ mca

muy similares a los resultados obtenidos en el ejemplo 1.

Este procedimiento gráfico tiene la ventaja sobre el numérico que cuando el perfil del terreno no es uniforme se puede llevar gráficamente a escala y obtener los valores que definen la hidráulica del lateral.

18.4.2 Diseño de laterales alimentados por un extremo

Se conoce la diferencia máxima de presiones tolerada en el lateral $(\Delta h)_a$.

18.4.2.1 *Determinación de la longitud máxima del lateral conocido su diámetro*

a. $s \geq 0$.

Deberá cumplirse que:

$$(\Delta h)_a \geq \Delta h = h_l - h_n = h_f + \Delta El = h_f + s\,\frac{l}{100}$$

por lo que:

$$(\Delta h)_a \geq J\,\frac{S_e + f_e}{S_e}\,F\,\frac{l}{100} + s\,\frac{l}{100}$$

de donde:

$$l \leq 100\,(\Delta h)_a \left[\frac{S_e}{J\,(S_e + f_e)\,F + s\,S_e}\right] \tag{18.41}$$

Como

$$q_l = \frac{l}{S_e}\,q_a; \qquad l = \frac{q_l}{q_a}\,S_e \tag{18.42}$$

y sustituyendo en (18.41) se tiene:

$$q_l \leq 100\,(\Delta h)_a\,q_a\,\frac{1}{JF\,(S_e + f_e) + s\,S_e} \tag{18.43}$$

Se puede tomar con suficiente aproximación de las tablas que:

$$J = 45{,}100\,\frac{q_l^{1.753}}{D^{4.755}} \tag{18.44}$$

donde:

q_l es el caudal de entrada en el lateral expresado en l/h.
D es el diámetro interior del lateral en mm.
F = 0,40.

Por lo que sustituyendo estos valores en (18.43) se tiene:

$$18{,}04\,\frac{S_e + f_e}{D^{4.755}}\,q_l^{2.753} + s\,S_e q_l - 100\,(\Delta h)_a\,q_a \leq 0 \tag{18.45}$$

La ecuación (18.45) puede usarse para obtener q_l para distintos diámetros del lateral.

A partir de q_l, mediante la ecuación (18.42), se puede calcular l.

b. $s < 0$; $|s| \leq J'F$

se deberá cumplir que:

$$(\Delta h)_a \geq \Delta h = t'h_f = h_f + \Delta El + 0{,}36\,h_f^{-0.57}\,|\Delta El|^{1.57}$$

por lo que:

$$(\Delta h)_a \geq J\,\frac{S_e + f_e}{S_e}\,F\,\frac{l}{100} + 0{,}36\left(J\,\frac{S_e + f_e}{S_e}\,F\,\frac{l}{100}\right)^{-0.57}\left|s\,\frac{l}{100}\right|^{1.57} + s\,\frac{l}{100}$$

despejando de esta ecuación l y recordando las (18.42) y (18.44), se tiene, finalmente, que:

$$18.04\,\frac{S_e + f_e}{D^{4.755}}\,q_l^{2.753} + s\,S_e\,q_l - 100\,(\Delta h)_a\,q_a + 0.068\,\frac{D^{2.71}}{(S_e + f_e)^{0.57}}\,|s\,S_e|^{1.57} \leq 0 \tag{18.46}$$

La ecuación 18.46 se utiliza para calcular el valor de q_l que servirá, a su vez, para obtener l mediante la ecuación (18.42) en función del diámetro elegido.

c. $s < 0$; $\quad J'F < |s| < J'$

en este caso se tiene que:

$$(\Delta h)_a \geq \Delta h_c = 0{,}36\,h_f^{-0.57}\,|\Delta El|^{1.57} \qquad \text{y}$$

$$(\Delta h)_a \geq 0{,}36\left(J\,\frac{S_e + f_e}{S_e}\,F\,\frac{l}{100}\right)^{-0.57}\left|s\,\frac{l}{100}\right|^{1.57}$$

despejando l y empleando las ecuaciones (18.42) y (18.44) se obtiene, finalmente, que:

$$D \leq \left[\frac{100\,(\Delta h)_a\,q_a\,(S_e + f_e)^{0.57}}{0{,}068\,|s\,S_e|^{1.57}}\right]^{1/2.71} \tag{18.47}$$

En este caso, D es el diámetro interior máximo admitido en el lateral que cumple con la condición de que $\Delta h_c \leq (\Delta h)_a$. El diámetro mínimo vendrá fijado por la máxima velocidad tolerada en el lateral y que no debe superar los 3 m/s.

Como también debe cumplirse que $J'F < | s | < J'$, por una parte se tiene que:

$$| s | < J' = 45{,}100 \frac{S_e + f_e}{S_e} \frac{q_l^{1.753}}{D^{4.755}}; \quad q_l^{1.753} > \frac{| s | D^{4.755} S_e}{45{,}100 (S_e + f_e)};$$

$$q_l > 0{,}114 \left[\frac{D^{4.755} S_e | s |}{S_e + f_e} \right]^{1/1.753} \tag{18.48}$$

y además:

$$| s | > J'F \quad \text{por lo que} \quad q_l < 0{,}192 \left[\frac{D^{4.755} S_e | s |}{S_e + f_e} \right]^{1/1.753} \tag{18.49}$$

Si recordamos la ecuación (18.42) y sustituimos, se tiene finalmente,

$$\frac{0{,}114}{q_a} \left[\frac{D^{4.755} \; | s | S_e^{2.75}}{S_e + f_e} \right]^{1/1.753} < l < \frac{0{,}192}{q_a} \left[\frac{D^{4.755} \; | s | S_e^{2.75}}{S_e + f_e} \right]^{1/1.753} \tag{18.50}$$

d. $s < 0$; $\quad | s | \geq J'$

$\Delta h_c \leq (\Delta h)_a$ y también se cumple la ecuación (18.47), que nos dará el diámetro máximo que satisface esa condición.

Por otra parte, si:

$$| s | \geq J' = J \frac{S_e + f_e}{S_e} = 45{,}100 \frac{q_l^{1.753}}{D^{4.755}} \frac{S_e + f_e}{S_e} \quad \text{de donde}$$

$$q_l > 0{,}114 \left[\frac{D^{4.755} | s | S_e}{S_e + f_e} \right]^{1/1.753}$$

y aplicando la ecuación (18.42)

$$l \leq \frac{0{,}114}{q_a} \left[\frac{D^{4.755} | s | S_e^{2.75}}{S_e + f_e} \right]^{1/1.753} \tag{18.51}$$

18.4.2.2 *Determinación del diámetro mínimo del lateral conocida su longitud*

a. $s \geq 0$

De la ecuación (18.45) se deduce que:

$$D \geq \left[\frac{0{,}18 \, (S_e + f_e) \, q_l^{2.753}}{(\Delta h)_a \, q_a - s \, S_e \, q_l} \right]^{1/4.755} \tag{18.52}$$

siendo D el diámetro interior en mm, mínimo posible que cumple con la condición de que $\Delta h \leq (\Delta h)_a$.

b. $s < 0$; $\quad | s | \leq J'F$

De la ecuación (18.46) se obtiene que:

$$0{,}068 \frac{| s \, S_e |^{1.57}}{(S_e + f_e)^{0.57}} D^{7.465} + (s \, S_e \, q_l - 100 \, (\Delta h)_a \, q_a) \, D^{4.755} + 18{,}04 \, (S_e + f_e) \, q_l^{2.753} = 0 \tag{18.53}$$

Como en el caso a) la ecuación anterior se usará para obtener el valor de D, que cumplirá con la condición de que $\Delta h \leq (\Delta h)_a$.

18.5 Lateral alimentado por un punto intermedio

Cuando una tubería terciaria alimenta laterales por puntos intermedios, se deberá determinar la posición óptima de aquélla. Esta posición dependerá de la pendiente del terreno en el sentido de los laterales. Si esta pendiente es cero, la posición estará en el centro. Si existe pendiente, la posición de la terciaria se desplazará hacia la parte alta con objeto de que la diferencia de presiones que se produzca en ambos lados sea aproximadamente la misma.

18.5.1 *Cálculo numérico y solución gráfica*

Tanto en el cálculo numérico que sigue como en la solución gráfica propuesta se supone conocida la separación entre las terciarias y la pendiente del terreno sobre los que van situados los laterales. La longitud de cada uno de ellos es igual a la separación entre terciarias.

a. Solución gráfica: (Figura 18.5)

Se utiliza la Figura 18.1, curva de fricción adimensional, del modo siguiente:

1.er paso: Determinar J' y F para el lateral de longitud igual a la separación de tuberías terciarias, l, como si estuviera alimentado por un extremo, y utilizando las tablas o ábacos correspondientes para obtener J, la ecuación (18.6) para J' y la Tabla 18.1 para F.

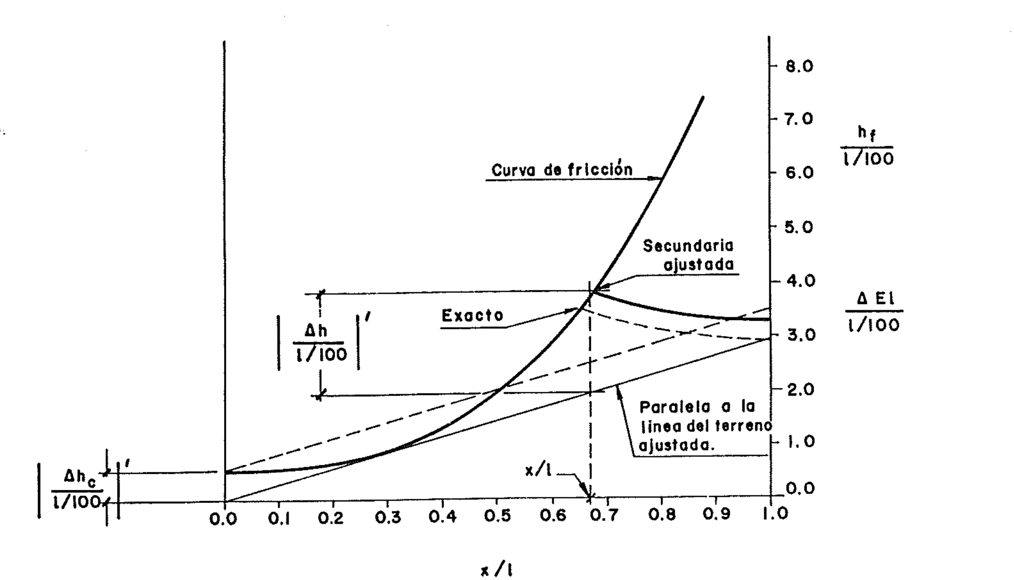


Fig. 18.5 Posición óptima de alimentación del lateral.

El caudal de entrada que servirá de base para los cálculos anteriores será

$$q_{lp} = n\, q_a \qquad (18.54) \qquad \text{siendo} \qquad n = \frac{l}{S_e} + 1 \qquad (18.55)$$

Puede suceder que, según el diámetro elegido, en los ábacos o tablas no se pueda obtener directamente el valor de J para el q_{lp}. En este caso se realizará la extrapolación siguiente:

$$J\,(q_{lp};\, D_i) = J_{máx}\left(\frac{q_{lp}}{q_{máx}}\right)^{1.75} \qquad (18.56)$$

siendo:

$J_{máx}$ es el gradiente de pérdida de carga máxima que se obtiene en la tabla o ábaco para D_i y $q_{máx}$.

2.° paso: Calcar sobre un papel transparente la curva de fricción y los ejes horizontal y los dos verticales.

3.er paso: Sobre el transparente se dibuja una línea paralela a la superficie del terreno tal que: a) la línea sea tangente a la curva de fricción, y b) la escala vertical sea transformada de tal forma que:

$$\left|\frac{\Delta El}{l/100}\right|' = \frac{10}{J'F}\,\frac{\Delta El}{l/100} = \frac{10}{J'F}\,s \qquad (18.57)$$

4.° paso: Se localiza la posición óptima de la terciaria moviendo el transparente hacia abajo verticalmente hasta que la curva simétrica de la de fricción (a trazos en la Figura 18.1) coincida con la paralela a la línea del terreno en el punto: $x/l = 1$.

La curva a trazos representa la curva de fricción del ramal alto, y la intersección entre ésta y la del bajo define el punto de conexión a la terciaria.

5.° paso: Ajustar la posición de la terciaria a donde más interesa por razones constructivas o de explotación, teniendo en cuenta que no se debe desplazar hacia arriba a una distancia superior a 3/4 de la separación entre árboles o plantas y hacia abajo más de 1/4 de esta distancia.

6.° paso: Determinar la variación de presiones Δh desde el punto de alimentación hasta el punto de presión mínima en el lateral.

i. Midiendo la distancia en vertical desde la curva de fricción (punto de intersección ajustado) a la paralela a la superficie del terreno, equivalente según la escala a $|\Delta h/l/100|'$.

ii. Determinar Δh por:

$$\Delta h = \frac{J'F}{10}\,\frac{l}{100}\left|\frac{\Delta h}{l/100}\right|' \qquad (18.58)$$

7.° paso: Determinar

$$\Delta h_c = \frac{J'F}{10}\,\frac{l}{100}\left|\frac{\Delta h_c}{l/100}\right|' \qquad (18.59)$$

$\left|\frac{\Delta h_c}{l/100}\right|'$ = Distancia medida sobre el gráfico entre la curva de fricción y la paralela a la superficie del terreno al final del ramal bajo.

8.° paso: Se determina el punto de presión media del lateral en dos fases:

i. En la primera fase, según las curvas de fricción, se hallará la ordenada media ponderada de ambas, obteniendo la de cada una de ellas, tal como se hizo en el epígrafe 18.4.1.b. En la Figura 18.6 se han dibujado a trazos las dos medias correspondientes a los dos ramales.

La media ponderada del lateral será:

$$|\bar{h}_f| = |\bar{h}_{f1}|\left(\frac{x}{l}\right) + |\bar{h}_{f2}|\left(1 - \frac{x}{l}\right) \qquad (18.60)$$

en donde:

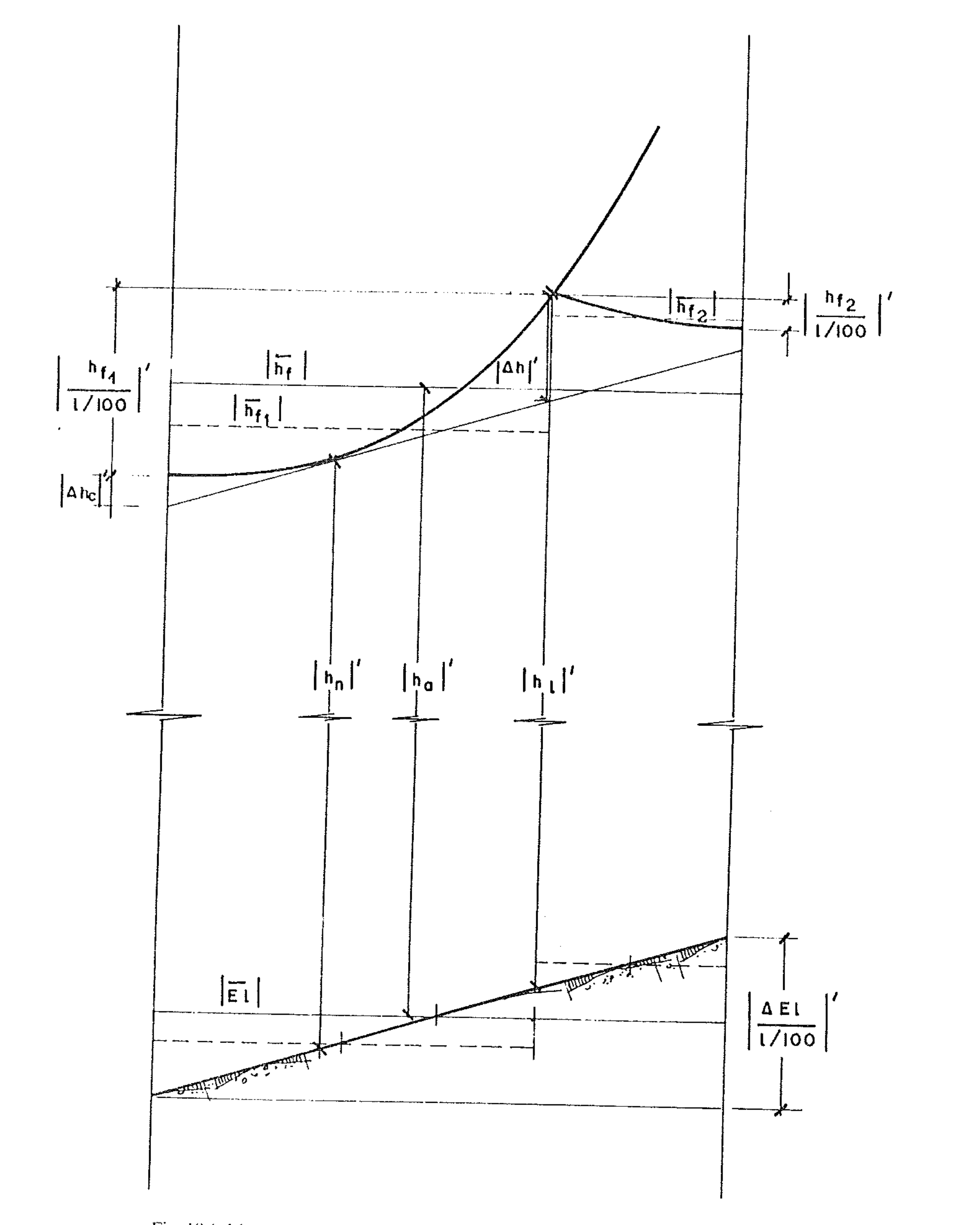


Fig. 18.6 Método gráfico para lateral alimentado por un punto intermedio.

$|\bar{h}_f|$ es la ordenada media de las dos curvas de fricción correspondientes a los ramales ascendente y descendente.

$|\bar{h}_{f1}|$ es la ordenada media de la curva de fricción del ramal descendente.

$|\bar{h}_{f2}|$ es la ordenada media de la curva de fricción del ramal ascendente.

x/l es la posición óptima ajustada de la tubería terciaria.

ii. En la segunda fase se determinará el punto de presión media, según la pendiente. Si ésta es uniforme, corresponderá al punto medio del lateral alimentado por un punto intermedio.

9.º paso: A partir de la horizontal trazada por $|\bar{h}_f|$ se lleva la presión media h_a transformada de escala, que proporciona al emisor el caudal medio q_a.

$$|h_a|' = \frac{10}{J'F}\,\frac{1}{l/100}\,h_a \qquad (18.61)$$

y por el extremo se dibuja la horizontal $|\bar{E}l|'$, trazando por su punto medio el perfil del terreno que será paralelo a la tangente a la curva de fricción del ramal descendente. Con ello ya se podrán obtener directamente las restantes incógnitas midiéndolas directamente sobre el gráfico y transformándolas a continuación de escala.

$$h_l = \frac{J'F}{10}\,\frac{l}{100}\,|h_l|' \qquad (18.62)$$

$$h_n = \frac{J'F}{10}\,\frac{l}{100}\,|h_n|' \qquad (18.63)$$

La ventaja de este método gráfico es que puede usarse, aunque la pendiente no sea uniforme.

Ejemplo 3. (Ver Figura 18.7).

La separación entre terciarias en una red de riego es de 200 m y se desea determinar el punto de alimentación óptimo de los laterales alimentados por esas terciarias:

Laterales de LDPE de ϕ 16 mm (13,6 mm).

Goteros sobre línea de 4,2 l/h a 11 mca con una f_e de 0,14 m y separados a 1 m.

Pendiente del terreno sobre el que descansan los laterales: 2,5%.

Cálculos numéricos necesarios:

$$n = \frac{l}{S_e} + 1 = \frac{200}{1} + 1 = 201$$

$$q_{lp} = n\,q_a = 201 * 4{,}2 = 844{,}2 \text{ l/h}; \quad J\,(844{,}2;\,13{,}6) = 25{,}096 \text{ m/100 m}$$



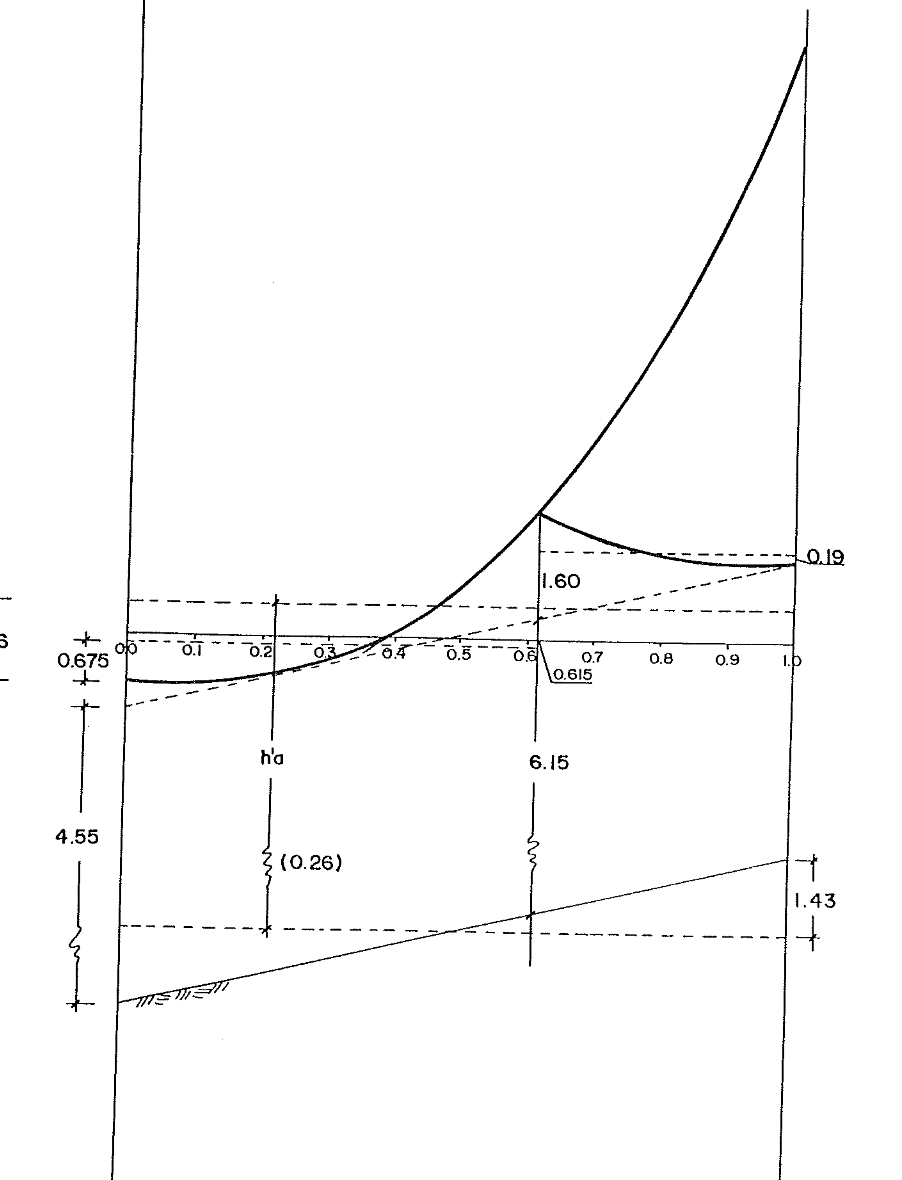


Fig. 18.7 Solución gráfica del ejemplo 3.

$$J' = J\,\frac{S_e + f_e}{S_e} = 25{,}096\,\frac{1+0{,}14}{1} = 28{,}609 \text{ m/100 m}; \quad F\,(201;\,1{,}75) = 0{,}366$$

$$J'F = 28{,}609 * 0{,}366 = 10{,}47$$

$$\left|\frac{\Delta El}{l/100}\right|' = \frac{10}{J'F}\,s = \frac{10}{10{,}47}\,2{,}5 = 2{,}39$$

Cambio de escala para entrar datos en ordenadas

$$\frac{10}{J'F}\,\frac{100}{l} = \frac{10}{10{,}47}\,\frac{100}{200} = 0{,}478; \quad \text{la inversa es } 2{,}094$$

En la Figura 18.7, en un papel transparente se han calcado los dos ejes verticales de la Figura 18.1 (curva de fricción adimensional) por $x/l = 0$ y 1. A continuación para $x/l = 1$ se ha llevado en ordenadas hacia arriba 1,19 y desde el punto 0,0 se ha trazado una recta que es paralela al terreno.

Se ha desplazado el transparente hasta hacer tangente esta recta a la curva de fricción adimensional y se ha calcado ésta. A continuación se ha trasladado el transparente hasta que la simétrica a la curva de fricción (dibujada a trazos en la Figura 18.1) ha coincidido con la paralela al terreno en $x/l = 1$ y se ha calcado la curva hasta que ha cortado a la otra.

El punto de corte será el punto óptimo de alimentación del lateral, o la posición de la terciaria, y vendrá definido por

$x/l = 0{,}615$; $x = 0{,}615 * 200 = 123$ m, o sea, que estará situado a 123 m del final del lateral o punto más bajo de éste.

Si la separación entre emisores es grande y por necesidades de cultivo es necesario ajustar el punto óptimo, podrá desplazarse 3/4 de S_e hacia arriba o 1/4 hacia abajo. En este caso, se calculará el x/l ajustado que se llevaría al dibujo y se haría cortar en este nuevo punto a la curva simétrica de trazos quedando la paralela al terreno un poco por debajo de la curva en $x/l = 1$ (ver Figura 18.6).

Se miden las pérdidas de carga en ambos ramales del lateral y se obtiene la ordenada media de ambos de tal forma que:

$$|\bar{h}_{f1}|' = \frac{1}{4}\left|\frac{h_{f1}}{l/100}\right|' = \frac{1}{4} * 2{,}70 = 0{,}675$$

$$|\bar{h}_{f2}|' = \frac{1}{4}\left|\frac{h_{f2}}{l/100}\right|' + 1{,}25 = \frac{1}{4} * 0{,}75 + 2{,}00 = 2{,}187$$

y se obtiene la ordenada media ponderada del lateral

$$|\bar{h}_f|' = |\bar{h}_{f1}|'\left(\frac{x}{l}\right) + |\bar{h}_{f2}|\left(1 - \frac{x}{l}\right) = 0{,}675 * 0{,}615 + 2{,}187\,(1 - 0{,}615) = 1{,}26$$

Desde esta ordenada media se llevará h_a cambiada de escala que en este ejemplo será

$$|h_a|' = \frac{10}{J'F}\frac{100}{l} h_a = \frac{10}{10{,}47}\frac{100}{200} * 11 = 5{,}26$$

Por el extremo inferior de $|h_a|'$ se traza la horizontal $|\overline{El}|'$, y por su centro el perfil del terreno, paralelo a la línea tangente a la curva de fricción del ramal inferior.

La presión de entrada en los dos ramales será:

$$|h_l|' = 6{,}15 + 0{,}26 = 6{,}41 \qquad \text{y cambiando de escala}$$

$$h_l = \frac{J'F}{10}\frac{l}{100}|h_l|' = \frac{10{,}47}{10}\frac{200}{100} * 6{,}41 = 13{,}42 \text{ mca}$$

La diferencia de presiones que se produce tanto en el ramal ascendente como en el descendente será:

$$\Delta h = \frac{J'F}{10}\frac{l}{100}|h_a|' = 2{,}094 * 1{,}60 = 3{,}35 \text{ mca}$$

y la presión mínima $h_n = \frac{J'F}{10}\frac{l}{100}|h_n|' = 2{,}094 * (4{,}55 + 0{,}26) = 10{,}07$ mca

b. Cálculo numérico

Se empieza calculando la posición óptima de la secundaria, que vendrá determinada por x/l (ver Figura 18.8).

La ecuación de la curva de fricción, que corresponde al ramal de aguas abajo, según (18.14), será:

$$\frac{h_{fp}}{l/100} = J'F\left(\frac{x}{l}\right)^{2{,}75} + s' \tag{18.64}$$

La correspondiente al ramal aguas arriba de la secundaria, será:

$$\frac{h_{fp}}{l/100} = J'F\left(1 - \frac{x}{l}\right)^{2{,}75} + s \tag{18.65}$$

La posición óptima corresponderá al punto de intersección de ambas curvas, que se obtendrá resolviendo el sistema de ecuación (18.64) y (18.65).

$$J'F\left(\frac{x}{l}\right)^{2{,}75} + s' = J'F\left(1 - \frac{x}{l}\right)^{2{,}75} + s$$

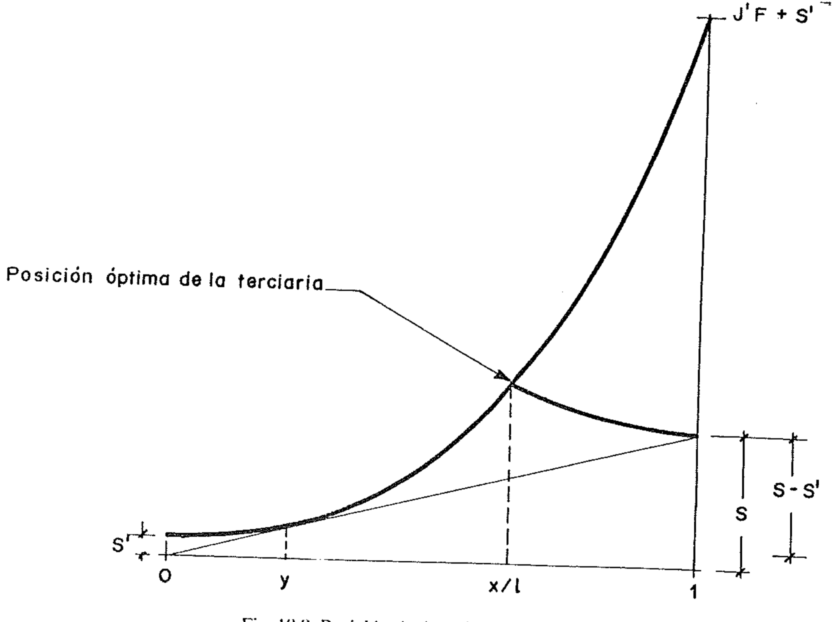


Fig. 18.8 Posición óptima de la terciaria.

de donde:

$$\frac{s - s'}{J'F} = \left(\frac{x}{l}\right)^{2{,}75} - \left(1 - \frac{x}{l}\right)^{2{,}75} \tag{18.66}$$

Vamos a desarrollar el primer miembro de la ecuación (18.66).

$$\frac{s - s'}{J'F} = \frac{\Delta El_p}{h_{fp}} - \frac{\Delta El_p}{h_{fp}}\frac{s'}{s} \tag{18.67}$$

en donde:

ΔEl_p Diferencia de cota entre los extremos del par de ramales, siempre con signo positivo.

h_{fp} Pérdida de carga en el par de ramales como si éstos fueran alimentados por un extremo, pero recordando (18.23).

$$\frac{s'}{s} = \frac{sy - J'F\,(y)^{2{,}75}}{s} = y - \frac{h_{fp}}{\Delta El_p}(y)^{2{,}75} \tag{18.68}$$

de donde:

$$\frac{s - s'}{J'F} = \frac{\Delta El_p}{h_{fp}} - \frac{\Delta El_p}{h_{fp}}\left[y - \frac{h_{fp}}{\Delta El_p}(y)^{2{,}75}\right] = \frac{\Delta El_p}{h_{fp}}(1 - y) + (y)^{2{,}75}$$

sustituyendo el valor de y dado en (18.22), multiplicando y dividiendo por F,

$$\frac{s-s'}{J'F}=\frac{\Delta El_p}{h_{fp}}\left[1-\left(F\frac{\Delta El_p}{h_{fp}}\right)^{1/1,75}\right]+\left(F\frac{\Delta El_p}{h_{fp}}\right)^{2,75/1,75}$$

y sustituyendo este valor en la ecuación (18.66):

$$\frac{\Delta El_p}{h_{fp}}\left[1-\left(F\frac{\Delta El_p}{h_{fp}}\right)^{1/1,75}\right]+\left(F\frac{\Delta El_p}{h_{fp}}\right)^{2,75/1,75}=\left(\frac{x}{l}\right)^{2,75}-\left(1-\frac{x}{l}\right)^{2,75} \qquad (18.69)$$

se han obtenido mediante programa de ordenador los distintos valores de x/l para distintas relaciones $\Delta El_p/h_{fp}$.

Los datos figuran recogidos en la Tabla 18.5 y en la Figura 18.10.

Tabla 18.5 Valores de x/l

$\frac{\Delta El_p}{h_{fp}}$	F					
	0,36	0,37	0,38	0,39	0,40	0,41
0,00	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
0,20	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
0,40	0,69	0,69	0,69	0,69	0,69	0,69
0,60	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,76
0,80	0,81	0,81	0,81	0,81	0,81	0,81
1,00	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,86
1,20	0,89	0,89	0,89	0,89	0,89	0,89
1,40	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92
1,60	0,94	0,94	0,94	0,94	0,95	0,95
1,80	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,97
2,00	0,98	0,98	0,98	0,98	0,98	0,98
2,20	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99
2,40	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
2,60	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
2,75	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

Como se ve, son prácticamente independientes de F, por lo que se tomarán los valores de la primera columna que corresponden a $F = 0,36$.

Se calcula a continuación el valor de h_l aplicando la ecuación:

$$h_l = h_a + mh_{fp} - \left(\frac{x}{l}-0,5\right)\Delta El_p \qquad (18.70)$$

que se deduce de la Figura 18.9.

El único valor que nos falta por obtener es el de m. Si volvemos a la Figura 18.6 y se calculan las medias ponderadas, se tendrá:

$$\frac{\bar{h}_f}{l/100}=\frac{1}{4}J'F\left(\frac{x}{l}\right)^{2,75}\left(\frac{x}{l}\right)+\left[s-s'+\frac{1}{4}J'F\left(1-\frac{x}{l}\right)^{2,75}\right]\left(1-\frac{x}{l}\right)=$$

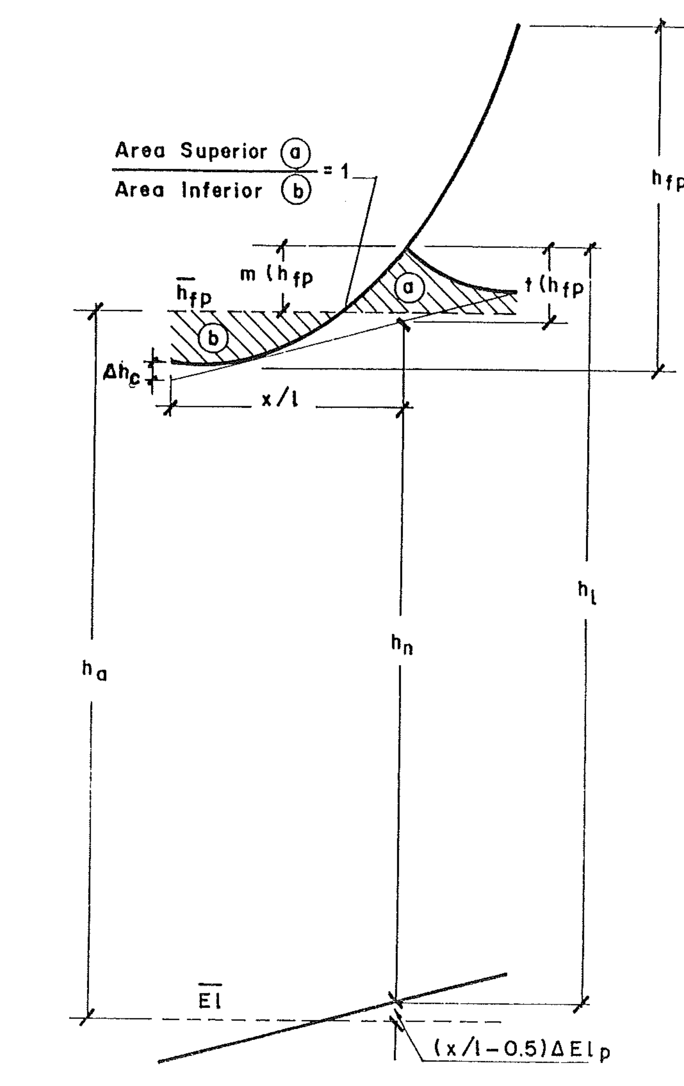


Fig. 18.9 Cálculo numérico para lateral alimentado por un punto intermedio.

$$=\frac{1}{4}J'F\left[\left(\frac{x}{l}\right)^{3,75}+\left(1-\frac{x}{l}\right)^{3,75}\right]+J'F\left[\left(\frac{x}{l}\right)^{2,75}-\left(1-\frac{x}{l}\right)^{2,75}\right]\left(1-\frac{x}{l}\right) \qquad (18.71)$$

$$y \qquad \frac{\overline{EI}}{l/100} = \frac{1}{2}s \tag{18.72}$$

además, según la Figura 18.6

$$h_l = h_a - \bar{h}_f + h_{fp}\left(\frac{x}{l}\right)^{2,75} - \frac{1}{2}\Delta El_p + \Delta El_p\left(1 - \frac{x}{l}\right) \tag{18.73}$$

sustituyendo en la ecuación (18.73) el valor de $\bar{h}_f$ obtenido en la ecuación (18.71), se tiene:

$$h_l = h_a + h_{fp}\left[\left(\frac{x}{l}\right)^{2,75} - \frac{1}{4}\left[\left(\frac{x}{l}\right)^{3,75} + \left(1 - \frac{x}{l}\right)^{3,75}\right] - \right.$$

$$\left. - \left[\left(\frac{x}{l}\right)^{2,75} - \left(1 - \frac{x}{l}\right)^{2,75}\right]\left(1 - \frac{x}{l}\right)\right] - \left(\frac{x}{l} - 0,5\right)\Delta El_p$$

comparando esta ecuación con la (18.70), se obtiene, finalmente, que:

$$m = \left(\frac{x}{l}\right)^{2,75} - \frac{1}{4}\left[\left(\frac{x}{l}\right)^{3,75} + \left(1 - \frac{x}{l}\right)^{3,75}\right] - \left[\left(\frac{x}{l}\right)^{2,75} - \left(1 - \frac{x}{l}\right)^{2,75}\right]\left(1 - \frac{x}{l}\right) \tag{18.74}$$

Los valores de m se han obtenido mediante cálculo de ordenador en función de distintos valores de x/l y figuran en la Tabla 18.6. De todos ellos se han recogido aquellos valores de x/l que corresponden a valores de $\Delta El_p/h_{fp}$ dados por la Tabla 18.5 y se han llevado a la Figura 18.10.

Para calcular h_n se aplica la ecuación

$$h_n = h_l - t\, h_{fp} \tag{18.75}$$

en la que no se conoce el valor de t. Para obtenerlo, de la Figura 18.9 se deduce:

$$h_n = h_l - h_{fp}\left(\frac{x}{l}\right)^{2,75} + \Delta El_p\left(\frac{x}{l}\right) - \Delta h_c \tag{18.76}$$

comparando las ecuaciones (18.75) y (18.76) se obtiene:

$$t h_{fp} = h_{fp}\left(\frac{x}{l}\right)^{2,75} - \Delta El_p\left(\frac{x}{l}\right) + \Delta h_c$$

Tabla 18.6 Valores de m

$\frac{\Delta El_p}{h_{fp}}$	$\frac{x}{l}$	m
0,00	0,50	0,11
	0,55	0,12
0,20	0,60	0,13
	0,65	0,16
0,40	0,69	0,20
	0,70	0,21
0,60	0,75	0,26
	0,80	0,33
0,80	0,81	0,34
1,00	0,85	0,41
1,20	0,89	0,48
	0,90	0,51
1,40	0,92	0,55
1,60	0,94	0,59
1,80	0,96	0,64
2,00	0,98	0,70
2,20	0,99	0,72
2,40	1,00	0,75
2,60	1,00	0,75
2,75	1,00	0,75

Para calcular h_n se aplica la ecuación

$$h_n = h_l - t\, h_{fp} \tag{18.75}$$

en la que no se conoce el valor de t. Para obtenerlo, de la Figura 18.9 se deduce:

$$h_n = h_l - h_{fp}\left(\frac{x}{l}\right)^{2,75} + \Delta El_p\left(\frac{x}{l}\right) - \Delta h_c \tag{18.76}$$

comparando las ecuaciones (18.75) y (18.76) se obtiene:

$$t h_{fp} = h_{fp}\left(\frac{x}{l}\right)^{2,75} - \Delta El_p\left(\frac{x}{l}\right) + \Delta h_c$$

Dividiendo ambos miembros por h_{fp}, y aplicando la ecuación (18.25) simplificada, se tiene:

$$t = \left(\frac{x}{l}\right)^{2,75} - \frac{\Delta El_p}{h_{fp}}\left(\frac{x}{l}\right) + 0,36\left|\frac{\Delta El_p}{h_{fp}}\right|^{1,57} \tag{18.77}$$

en donde se han realizado los mismos cambios que para obtener la ecuación (18.30).

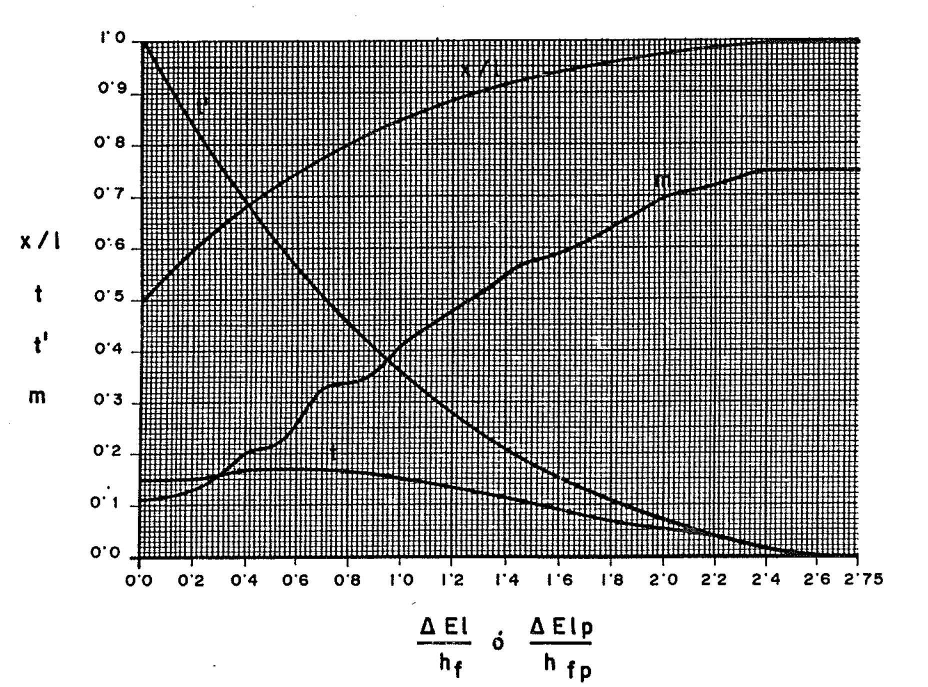


Fig. 18.10 Abaco para cálculo de laterales alimentados por un extremo y por un punto intermedio.

Como x/l depende de $\Delta El_p/h_{fp}$ se han calculado los valores de t correspondientes a esta última relación, obteniéndose la Tabla 18.7. Estos valores se han llevado a la Figura 18.10.

Naturalmente $\quad \Delta h = t\,h_{fp}$. (18.78)

Ejemplo 4.

Se calcularán los mismos parámetros que definen la hidráulica del lateral alimentado por un punto intermedio del ejemplo 3.

Se recuerda que para un lateral alimentado por el extremo superior

$$J'F = 10{,}47 \quad \text{y} \quad h_{fp} = J'F\,\frac{l}{100} = 10{,}47\,\frac{200}{100} = 20{,}94 \text{ mca}$$

$$\Delta El_p = s\,\frac{l}{100} = 2{,}5\,\frac{200}{100} = 5 \text{ m} \quad \text{por lo que} \quad \frac{\Delta El_p}{h_{fp}} = \frac{5}{20{,}94} = 0{,}24$$

Tabla 18.7 Valores de t

$\frac{\Delta El_p}{h_{fp}}$	t
0,0	0,15
0,2	0,154
0,4	0,17
0,6	0,165
0,8	0,166
1,0	0,149
1,2	0,137
1,4	0,117
1,6	0,092
1,8	0,071
2,0	0,055
2,2	0,036
2,4	0,023
2,6	0,014
2,75	0,013

De la Tabla 18.5 o del gráfico de la Figura 18.10 se deduce que $x/l = 0{,}62$, por lo que el punto óptimo de alimentación se encontrará en $x = 0{,}62 * 200 = 124$ m del final más bajo de la tubería.

De la Tabla 18.6 o del gráfico anterior se obtendrá

$$m = 0{,}146 \text{ y también} \qquad t = 0{,}160 \text{ por lo que}$$

$$h_l = h_a + m\,h_{fp} - \left(\frac{x}{l} - 0{,}5\right)\Delta El_p = 11 + 0{,}146 * 20{,}94 - (0{,}62 - 0{,}5)\,5 = 13{,}46 \text{ mca}$$

$$\Delta h = t\,h_{fp} = 0{,}160 * 20{,}94 = 3{,}35 \text{ mca}$$

$$h_n = h_l - \Delta h = 13{,}46 - 3{,}35 = 10{,}11 \text{ mca}$$

valores sensiblemente iguales a los resultados obtenidos gráficamente.

18.5.2 *Diseño de laterales alimentados por un punto intermedio*

Para los tramos situados aguas arriba de la conexión, la longitud máxima o el diámetro mínimo se determinarán según el epígrafe 18.4.2., casos en que $s \geq 0$. Para los conectados aguas abajo de la terciaria, su longitud máxima o el diámetro mínimo se obtendrán mediante 18.4.2., cuando $s < 0$.

18.6 Lateral alimentado por los dos extremos

18.6.1 *Cálculo numérico*

Para todos los emisores sobre línea y algunos interlínea, el lateral puede ser alimentado por sus dos extremos, con lo que se consigue una variación de presiones menor que si estuviera alimentado por un solo extremo.

En general esta disposición no suele utilizarse, pues se hace muy difícil la limpieza de los laterales, además de aumentarse considerablemente la longitud de tuberías terciarias.

Volviendo a la Figura 18.2, la situación óptima cuando $s < 0$, será aquella que haga $\Delta h_c = \Delta h$ lo que se produce cuando $| s | = J'F$, como ya se ha visto, que es lo mismo que decir $| \Delta El | = h_f$. En esta situación la variación de presiones a lo largo del lateral será mínima, aproximadamente el 37% de la pérdida de carga total (Wu, 1981).

Alimentado el lateral por ambos extremos, podrá conseguirse, cuando $| \Delta El / h_f | \leq 1$, que la presión ganada con la pendiente se equilibre con la perdida por fricción.

Para calcular un lateral en estas condiciones será necesario hallar los caudales que deben entrar por ambos extremos y las presiones de entrada, determinando previamente el punto en que la velocidad de circulación del agua dentro del lateral se anula. Este punto es aquel en que la variación de presiones desde ambos extremos es la misma.

En la Figura 18.11 se ha señalado este punto como el i y con unas abscisas adimensionales vendrá definido por x_i/l siendo x_i la distancia desde el punto i hasta el extremo más bajo del lateral, y l, la longitud total de éste.

Se cumplirá que: $\Delta h_i = h_{l1} - h_i = h_{l2} - h_i$, (18.79)

en donde:

Δh_i es la diferencia de presiones desde ambos extremos hasta el punto i.
h_{l1} y h_{l2} presiones de entrada del extremo superior y del inferior del lateral, respectivamente iguales a h_l.
h_i presión en el punto i.

También se tendrá que $\Delta h_i = h_{l1} - h_i = h_{fi} - \Delta El_i$

h_{fi} es la pérdida de carga desde el extremo superior del lateral hasta el i.
ΔEl_i es la diferencia de cota desde el mismo extremo hasta el punto i.

En este caso ΔEl_i se toma siempre con signo positivo (+).

Por otra parte se sabe que:

$$h_{fi} = h_{f_1} = h_f \left(1 - \frac{x_i}{l} \right)^{2,75} \quad \text{y} \quad \Delta El_i = \Delta El \left(1 - \frac{x_i}{l} \right) \quad \text{por lo que}$$

$$\Delta h_i = h_f \left(1 - \frac{x_i}{l} \right)^{2,75} - \Delta El \left(1 - \frac{x_i}{l} \right) \qquad (18.80)$$

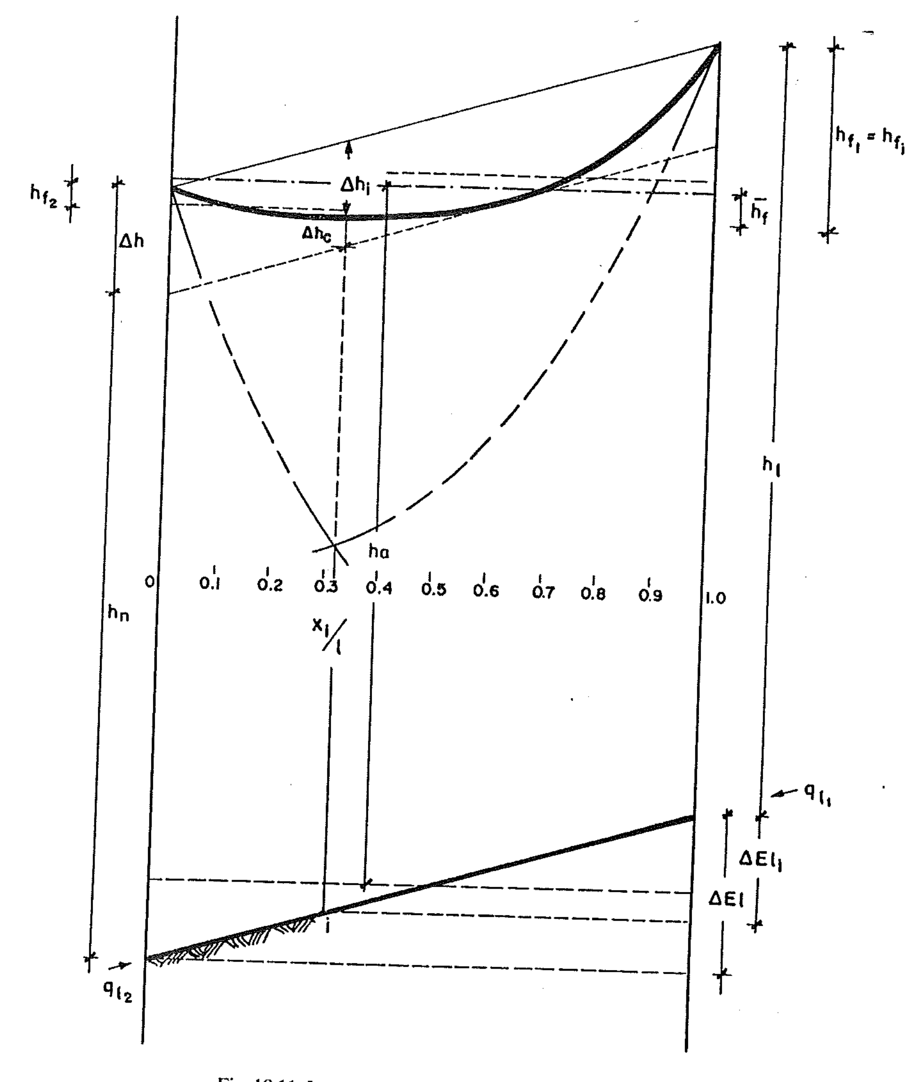


Fig. 18.11 Lateral alimentado por sus dos extremos.

siendo:

h_f la pérdida de carga total del lateral alimentado por un extremo con caudal q_l.
ΔEl diferencia de cota entre los dos extremos del lateral.

Análogamente, por la parte izquierda del lateral se tiene:

$$\Delta h_i = h_f\left(\frac{x_i}{l}\right)^{2,75} + \Delta El\left(\frac{x_i}{l}\right) \tag{18.81}$$

Igualando ambas ecuaciones:

$$h_f\left[\left(\frac{x_i}{l}\right)^{2,75} - \left(1-\frac{x_i}{l}\right)^{2,75}\right] = -\,\Delta El \text{ y por tanto}$$

$$\left(\frac{x_i}{l}\right)^{2,75} - \left(1-\frac{x_i}{l}\right)^{2,75} = -\frac{\Delta El}{h_f} \tag{18.82}$$

En la Figura 18.12 y en la Tabla 18.8 se presentan, para valores de $\Delta El/h_f$ entre 0 y 1 los distintos x_i/l obtenidos según la ecuación (18.82).

El caudal que entrará por el extremo superior del lateral será:

$$q_{l1} = q_l\left(1-\frac{x_i}{l}\right) \tag{18.83}$$

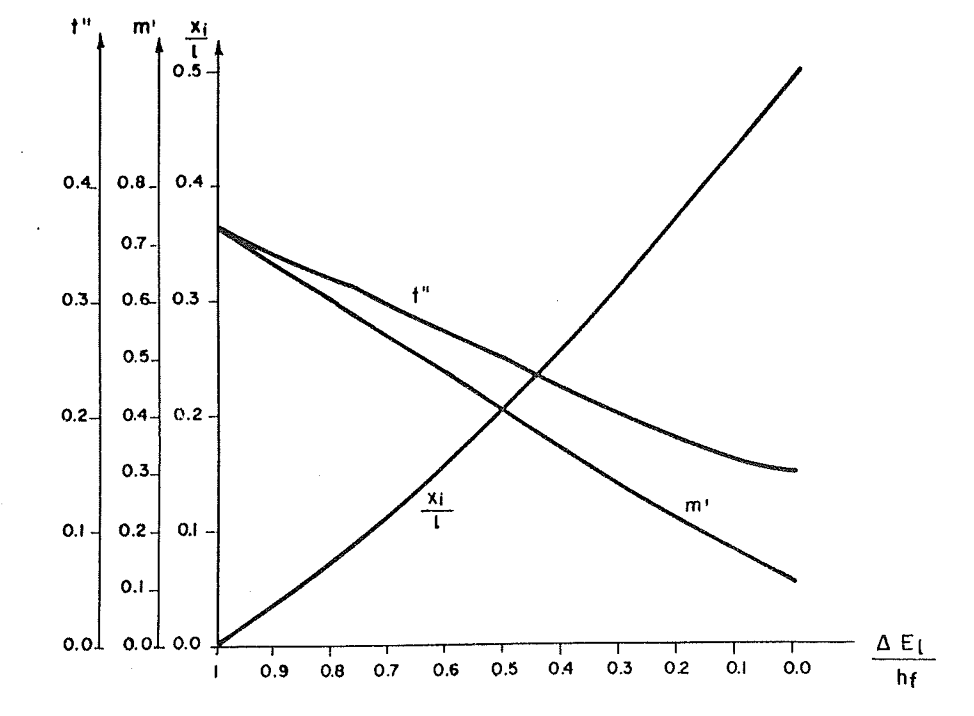


Fig. 18.12 Abaco para el cálculo de laterales alimentados por los dos extremos.

Tabla 18.8 Valores de x_i/l, m' y t''

$\frac{\Delta El}{h_f}$	$\frac{x_i}{l}$	m'	t''
0,0	0,500	0,109	0,149
0,1	0,439	0,161	0,158
0,2	0,379	0,218	0,174
0,3	0,321	0,279	0,196
0,4	0,267	0,340	0,218
0,5	0,215	0,405	0,243
0,6	0,166	0,472	0,268
0,7	0,120	0,538	0,293
0,8	0,078	0,603	0,316
0,9	0,038	0,668	0,338
1,0	0,000	0,733	0,360

Y el que entrará por el inferior será:

$$q_{l2} = q_l\left(\frac{x_i}{l}\right) \tag{18.84}$$

Para hallar la ordenada media de la curva de fricción del lateral alimentado por ambos extremos, una vez calculado x_i/l la ordenada media de la curva a la derecha de este punto estará situada a:

$$0{,}267\, h_{f1} = 0{,}267\, h_f\left(1-\frac{x_i}{l}\right)^{2,75}$$

La ordenada media de la curva de fricción a la izquierda del punto i será:

$$0{,}267\, h_{f2} = 0{,}267\, h_f\left(\frac{x_i}{l}\right)^{2,75}$$

Por tanto, la ordenada media correspondiente a toda la curva de fricción será la media ponderada de ambas:

$$\bar{h}_f = 0{,}267\, h_f\left(1-\frac{x_i}{l}\right)^{2,75}\left(1-\frac{x_i}{l}\right) + 0{,}267\, h_f\left(\frac{x_i}{l}\right)^{2,75}\left(\frac{x_i}{l}\right) =$$

$$= 0{,}267\, h_f\left[\left(1-\frac{x_i}{l}\right)^{3,75} + \left(\frac{x_i}{l}\right)^{3,75}\right] \tag{18.85}$$

y $$h_l = h_a + h_{f1} - \bar{h}_f - \frac{1}{2}\Delta El$$

por tanto, si hacemos:

$$h_l = h_a + m'h_f - \frac{1}{2}\Delta El$$

$$m' = \left(1 - \frac{x_i}{l}\right)^{2,75} - 0,267\left[\left(1 - \frac{x_i}{l}\right)^{3,75} + \left(\frac{x_i}{l}\right)^{3,75}\right] \quad (18.86)$$

En el Abaco de la Figura 18.12 y en la Tabla 18.8 se presentan los valores de m' para distintos valores de $\Delta El/h_f$ obtenidos mediante la ecuación (18.86).

La diferencia máxima de presiones que se produce en el lateral vendrá dada por la expresión:

$$\Delta h = h_l - h_n = h_f\left(1 - \frac{x_i}{l}\right)^{2,75} + \Delta h_c - \Delta El\left(1 - \frac{x_i}{l}\right)$$

En donde Δh_c viene dado por la ecuación (18.25) o aproximadamente por:

$$\Delta h_c = 0,36\, h_f\left(\frac{\Delta El}{h_f}\right)^{1,57}$$

por lo que:

$$\Delta h = h_f\left(1 - \frac{x_i}{l}\right)^{2,75} - \Delta El\left(1 - \frac{x_i}{l}\right) + 0,36\, h_f\left(\frac{\Delta El}{h_f}\right)^{1,57} \quad (18.87)$$

o bien:

$$\Delta h = t''h_f \quad (18.88)$$

con lo que:

$$t'' = \left(1 - \frac{x_i}{l}\right)^{2,75} - \frac{\Delta El}{h_f}\left(1 - \frac{x_i}{l}\right) + 0,36\left(\frac{\Delta El}{h_f}\right)^{1,57} \quad (18.89)$$

En la Tabla 18.8 y en la Figura 18.12 se presentan valores de t'' para distintos $\Delta El/h_f$, obtenidos mediante la ecuación (18.89).

Si se comparan los valores de t' y t'', se ve que para $\Delta El/h_f = 0$, $\Delta h = h_f$ para lateral alimentado por un extremo, mientras que $\Delta h = 0,149\, h_f$, cuando se alimenta por ambos extremos y en todos casos, excepto para $\Delta El/h_f = 1$, en que son iguales, los valores de Δh en el segundo caso son muy inferiores a los primeros.

Ejemplo 5.

Sea el lateral del ejemplo 1 pero, en este caso, alimentado por ambos extremos, con 0,75 m más de longitud para que las distancias de las tomas al primer gotero sean iguales.

Se determinará el caudal de entrada como si el lateral estuviera alimentado por un extremo.

q_l = 138,6 l/h por lo que J (138,6; 10 mm) = 4,646 m/100 m y
J' = 5,575 m/100 m; F (66; 1,75) = 0,371 y $J'F$ = 2,07

$$h_f = J'F\frac{l}{100} = 2.07\,\frac{50,25}{100} = 1,04 \text{ mca}$$

$$\Delta El = s\frac{l}{100} = 1\,\frac{50,25}{100} = 0,50 \text{ m}$$

$$\frac{\Delta El}{h_f} = \frac{0,50}{1,04} = 0,48$$

Para este valor $x_i/l = 0,215$, o sea, el punto de velocidad nula estará situado a $x_i = 0,215\, l = 0,215 * 50,25 = 10,80$ m del origen más bajo del lateral.

El caudal de entrada por la parte alta será

$$q_{l1} = q_l\left(1 - \frac{x_i}{l}\right) = 138,6 * (1 - 0,215) = 108,8 \text{ l/h}$$

y el que entra por la parte baja será:

$$q_{l2} = q_l\left(\frac{x_i}{l}\right) = q_l - q_{l1} = 138,6 - 108,8 = 29,8 \text{ l/h}$$

Para $\Delta El/h_f = 0,48$, en la Tabla 18.8 o en la Figura 18.12 se obtienen m' y t'':
$m' = 0,39$ y $t'' = 0,245$ y

$$h_l = h_a + m'h_f - 1/2\,\Delta El = 10,48 + 0,39 * 1,04 - 1/2 * 0,50 = 10,64 \text{ mca}$$
$$\Delta h = t''h_f = 0,245 * 1,04 = 0,25 \text{ mca}$$
$$h_n = h_l - \Delta h = 10,48 - 0,25 = 10,23 \text{ mca}$$

Compárese la diferencia de presiones que se produce en este caso, 0,25 mca y la obtenida en el ejemplo 1, 0,64 mca.

18.6.2 Solución gráfica

Para obtener el punto i, en el que la velocidad del agua dentro del lateral se anula, se puede realizar la siguiente construcción gráfica (Figura 18.11):

1.er paso: Se halla J' y F para el lateral alimentado por un extremo.

2.º paso: Se cambia de escala la pendiente del terreno, recordando que:

$$\left| \frac{\Delta El}{l/100} \right|' = \frac{10}{J'F} \frac{\Delta El}{l/100} = \frac{10}{J'F} s \qquad (18.90)$$

3.er paso: Tomando un papel transparente, que se coloca sobre la Figura 18.1 de la curva de fricción adimensional, se dibuja la línea que es paralela al terreno.

4.º paso: A partir del punto en que el terreno corte a la vertical correspondiente a $x/l = 1$, se calca la curva de fricción adimensional. A partir del otro extremo de la línea dibujada en el tercer paso, se calca la simétrica a la curva de fricción adimensional desde $x/l = 0$. El punto de corte de ambas curvas nos define el punto i buscado.

5.º paso: Se traza una vertical por el punto i y se hace coincidir esta recta con el eje que corresponde a $x/l = 0$ en la curva de fricción adimensional, desplazando verticalmente el transparente sobre esta curva, hasta que el extremo más alto de la línea del terreno coincida con un punto de la curva de fricción. Entonces se calca esta desde 0 hasta el extremo superior de la línea.

6.º paso: Con la simétrica a la curva de fricción dibujada a trazos en la Figura 18.1, se hace lo mismo a la izquierda del punto i, haciendo coincidir la línea vertical que corresponde a i con la vertical que pasa por $x/l = 1$, y calcando el trozo de curva desde i hasta el extremo inferior de la línea que representa el terreno, una vez desplazado verticalmente el transparente hasta que coincida este extremo con la simétrica a la curva de fricción adimensional.

7.º paso: La curva total calcada representa la curva de fricción del lateral alimentado por ambos extremos. Si se traza la tangente a esta curva, que sea paralela al terreno y, por tanto, paralela también a la línea dibujada, se puede obtener $|\Delta h|$, que será la distancia entre ambas paralelas.

$$\Delta h = \frac{J'F}{10} \frac{l}{100} \, |\Delta h|' \qquad (18.91)$$

8.º paso: Es el mismo que el de la solución gráfica del lateral alimentado por un punto intermedio, o sea, se obtiene la ordenada media de la curva de fricción, y a partir de ella hacia abajo se lleva la presión media h_a cambiada de escala. Por el punto medio de la línea horizontal así definida se hace pasar una paralela a la línea que representa el terreno. De esta forma, la curva de fricción se ha convertido en la línea piezométrica de la tubería y se podrán medir directamente h_l y h_n, que cambiados de escala darán la presión de entrada en el lateral y la presión mínima.

18.7 Lateral con entrada y salida de flujo

Cuando el terreno es tan pendiente que $|\Delta El/h_f > l$ puede ser interesante forzar el caudal del agua en el lateral, para aumentar h_f, haciendo que parte de aquel salga por el extremo inferior. El lateral recibirá más agua que la que sale por los emisores conectados a él. La única limitación será la de no sobrepasar la velocidad

crítica del agua dentro del lateral (3 m/s). Esta situación no se presentará si se sigue la recomendación de situar los laterales perpendiculares a la máxima pendiente si esta es mayor del 5%.

En este caso se hará (ver Figura 18.13):

$$\Delta El = h_{fl} \left[1 - \left(\frac{x}{l_l} \right)^{2.75} \right] \qquad (18.92)$$

ΔEl es la diferencia de cotas entre los extremos del lateral de longitud l.
l_l es la longitud del lateral que admite el mismo caudal que el de longitud l, pero sin salida de agua por el extremo inferior.
h_{fl} es la pérdida de carga del lateral l_l y que corresponde al caudal Q_l.
Q_l es el caudal de entrada, tanto en el lateral l como en el l_l.

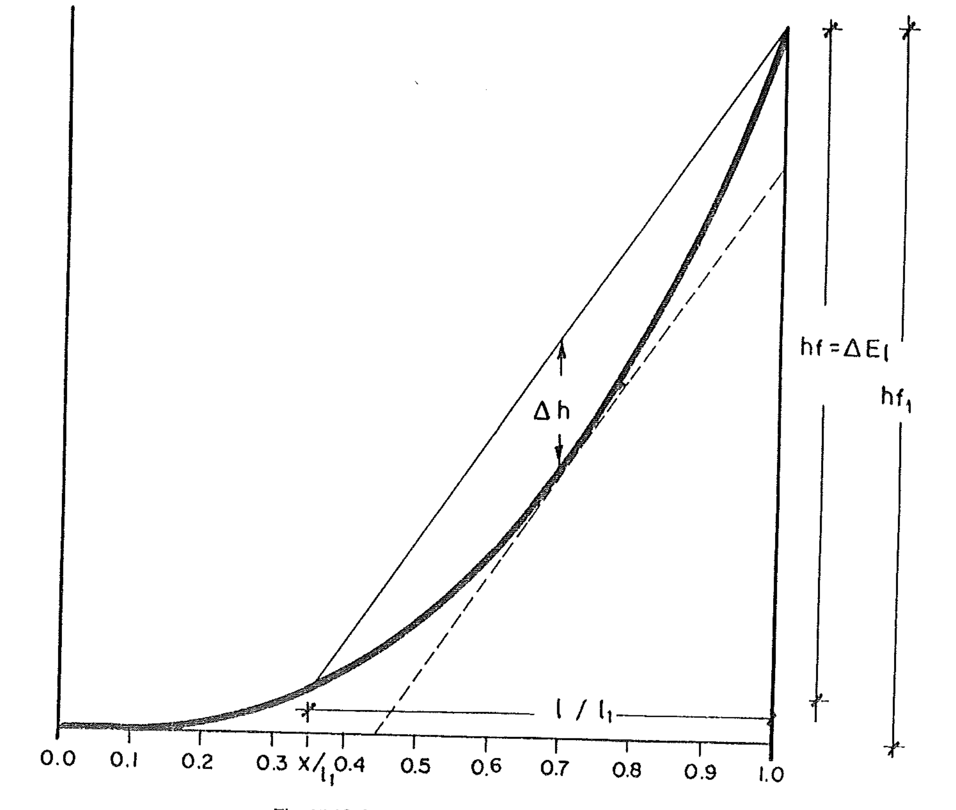


Fig. 18.13 Lateral con entrada y salida de caudal.

Se tiene también que:

$$h_{fl} = h_f \left(\frac{l_1}{l} \right)^{2,75} \qquad (18.93)$$

siendo:

h_f la pérdida de carga en el lateral de longitud l y caudal correspondiente sólo a los emisores que lleva (q_l).

Pero como:

$$\frac{l}{l_1} = 1 - \frac{x}{l_1} \; ; \; h_{fl} = h_f \left(1 - \frac{x}{l_1} \right)^{-2,75} \qquad (18.94)$$

en donde: $x = l_l - l$.

Sustituyendo (18.94) en (18.92), se tiene:

$$\Delta El = h_f \left(1 - \frac{x}{l_1} \right)^{-2,75} \left[1 - \left(\frac{x}{l_1} \right)^{2,75} \right]$$

o bien:

$$\left(1 - \frac{x}{l_1} \right)^{-2,75} \left[1 - \left(\frac{x}{l_1} \right)^{2,75} \right] - \frac{\Delta El}{h_f} = 0 \qquad (18.95)$$

En la Tabla 18.9 y en la Figura 18.14 se presentan valores de x/l_l, obtenidos aplicando la ecuación (18.95).

Conocido x/l_l, se puede calcular

$$Q_1 = \frac{l_1}{l} q_l \qquad y \qquad Q_2 = \left(\frac{l_1}{l} - 1 \right) q_l$$

Q_2 es el caudal que sale por el extremo bajo del lateral.

$q_l = Q_l - Q_2$ es el caudal del lateral que sale por sus emisores.

La ordenada media de la curva de fricción correspondiente al lateral será:

$$\bar{h}_f = \frac{\int_{\frac{x}{l_1}}^{1} h_{fl} \left(\frac{x}{l_1} \right)^{2,75} d\left(\frac{x}{l_1} \right)}{1 - \frac{x}{l_1}} = \frac{h_{fl}}{3,75} \frac{\left[1 - \left(\frac{x}{l_1} \right)^{3,75} \right]}{\left(1 - \frac{x}{l_1} \right)} \qquad y$$

$$h_l = h_a + h_{fl} - \bar{h}_f - \frac{1}{2} \Delta El = h_a + \left[1 - \frac{1 - \left(\frac{x}{l_1} \right)^{3,75}}{3,75 \left(1 - \frac{x}{l_1} \right)} \right] h_f \left(1 - \frac{x}{l_1} \right)^{-2,75} - \frac{1}{2} \Delta El$$

o bien:

$$h_l = h_a + m'' h_f - \frac{1}{2} \Delta El \qquad (18.96)$$

siendo:

$$m'' = \left[1 - \frac{1 - \left(\frac{x}{l_1} \right)^{3,75}}{3,75 \left(1 - \frac{x}{l_1} \right)} \right] \left(1 - \frac{x}{l_1} \right)^{-2,75} \qquad (18.97)$$

Se ha tomado ΔEl con signo (+) en todos los casos. En la Tabla 18.9 y en la Figura 18.14 se presentan valores de m'' obtenidos aplicando la ecuación (18.97) para distintos $\Delta El/h_f$.

Tabla 18.9 Valores de x/l_1 m'' y t'''

$\frac{\Delta El}{h_f}$	$\frac{x}{l_1}$	m''	t'''
1,0	0,000	0,733	0,360
1,2	0,064	0,858	0,397
1,4	0,116	0,980	0,430
1,6	0,159	1,100	0,460
1,8	0,196	1,219	0,489
2,0	0,228	1,336	0,515
2,2	0,256	1,452	0,540
2,4	0,281	1,566	0,563
2,6	0,303	1,678	0,582
2,8	0,324	1,794	0,606
3,0	0,342	1,903	0,622
3,2	0,359	2,014	0,641
3,4	0,375	2,127	0,661
3,6	0,390	2,241	0,682
3,8	0,404	2,355	0,702
4,0	0,416	2,460	0,713
4,2	0,428	2,570	0,730
4,4	0,439	2,678	0,744
4,6	0,450	2,792	0,765
4,8	0,460	2,902	0,780
5,0	0,469	3,006	0,790

La diferencia máxima de presiones que se producirá en el lateral vendrá dada por la expresión:

$$\Delta h = h_{fl} - \Delta El_1 + \Delta h_{cl} \qquad (18.98)$$

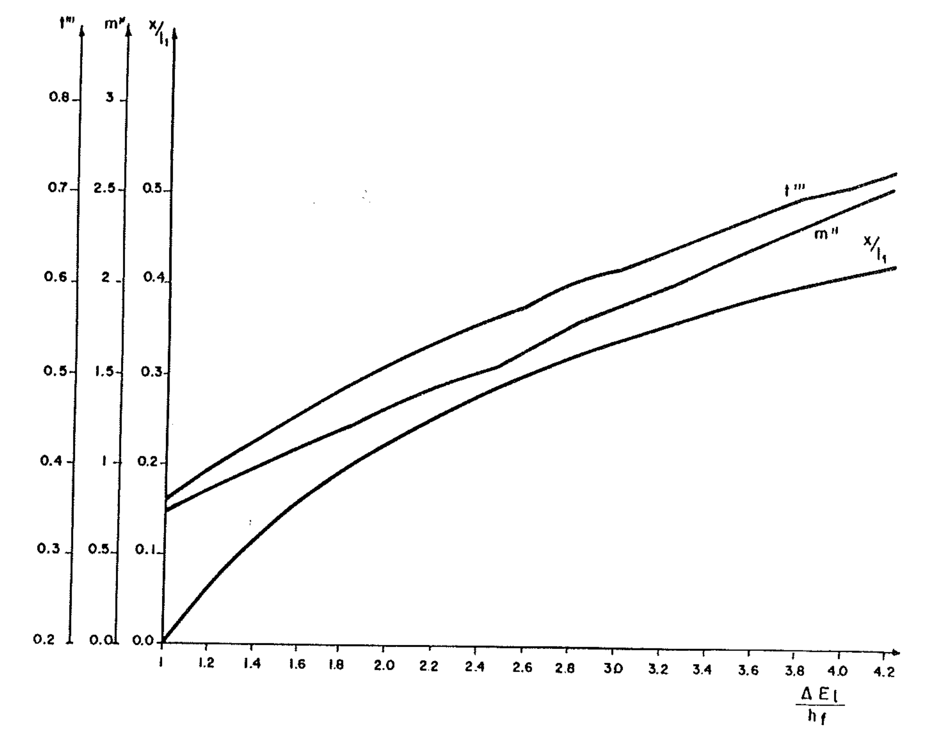


Fig. 18.14 Abaco para cálculo de laterales con entrada y salida de caudal.

en donde:

ΔEl_l Es la diferencia de cotas entre los extremos del lateral de longitud l_l.
Δh_{cl} Es la diferencia de presiones entre el final del lateral de longitud l_l y el punto de presión mínima.

Sustituyendo en las ecuaciones (18.25) y (18.94) y teniendo en cuenta que:

$$\Delta El_1 = \Delta El\left(1 - \frac{x}{l_1}\right)^{-1} \qquad (18.99)$$

se obtiene:

$$\Delta h = h_f\left(1 - \frac{x}{l_1}\right)^{-2,75} - \Delta El\left(1 - \frac{x}{l_1}\right)^{-1} + 0,36\,h_{f1}\left(\frac{\Delta El_1}{h_{f1}}\right)^{1,57}$$

$$\Delta h = h_f\left(1 - \frac{x}{l_1}\right)^{-2,75} - \Delta El\left(1 - \frac{x}{l_1}\right)^{-1} + 0,36\,h_{f1}\left(\frac{\Delta El}{h_f}\right)^{1,57}$$

y haciendo $\Delta h = t'''h_f$ (18.100)

$$t''' = \left(1 - \frac{x}{l_1}\right)^{-2,75} - \left(\frac{\Delta El}{h_f}\right)\left(1 - \frac{x}{l_1}\right)^{-1} + 0,36\,h_{f1}\left(\frac{\Delta El}{h_f}\right)^{1,57} \qquad (18.101)$$

En la Tabla 18.9 y en la Figura 18.14 se presentan valores de t''' para distintos $\Delta El/h_f$, obtenidos mediante la ecuación (18.101).

Ejemplo 6.

Supongamos que por cualquier circunstancia es obligado situar los laterales del ejemplo 1 en sentido de una pendiente del 8%.

$$\Delta El = 8 * l/100 = 8 * 49,50/100 = 3,96 \text{ m}$$
$$h_f = 1,02 \text{ mca} \quad \text{por lo que} \quad \Delta El/h_f = 3,96/1,02 = 3,88 > 1$$

En la Tabla 18.9 o en el gráfico de la Figura 18.14, para el valor obtenido de $\Delta El/h_f$ se determinan x/l_1, m'' y t''' que también pueden calcularse usando las ecuaciones (18.95), (18.97) y (18.101).

$$\frac{x}{l_1} = 0,411 \quad \text{y por consiguiente} \quad \frac{l}{l_1} = 1 - \frac{x}{l_1} = 1 - 0,411 = 0,589$$

$$\frac{l_1}{l} = 1,698 \quad \text{y} \quad Q_1 = \frac{l_1}{l}q_l = 1,698 * 138,6 = 235,3 \text{ l/h}$$

$$Q_2 = Q_1 - q_l = 235,3 - 138,6 = 96,7 \text{ l/h}$$

que será el caudal que sale por el extremo inferior del lateral.

$m'' = 2,40$
$h_l = h_a + m''h_f - 1/2\,\Delta El = 10,48 + 2,40 * 1,02 - 1/2 * 3,96 = 10,95$ mca.
$t''' = 0,706$; $\Delta h = t'''h_f = 0,706 * 1,02 = 0,72$ mca.
$h_n = h_l - \Delta h = 10,95 - 0,72 = 10,23$ mca.

En estas condiciones la velocidad alcanzada al principio del lateral sería de v = 0,83 m/s.

19 Tuberías terciarias

19.1 Generalidades

La tubería terciaria, dentro de la subunidad de riego, es la que alimenta a las tuberías laterales. Suelen ser de LDPE con presión normalizada de 0,4 MPa y diámetros de 32, 40, 50, 63 y 75 mm; de HDPE con presión normalizada e idéntica serie de diámetros exteriores o de PVC con presión normalizada de 0,4 ó 0,63 MPa y diámetros exteriores hasta 110 mm. En este último caso se suelen enterrar para prolongar su vida.

Hasta pendientes del terreno del 5% se colocan a nivel y para pendientes mayores se sitúan a favor de éstas. La velocidad máxima admitida es de 2,5 m/s.

Normalmente se proyectan con varios diámetros en una misma tubería, con máximo de 4, pero debe tenerse en cuenta que para asegurar su limpieza, el diámetro más pequeño no ha de ser menor a la mitad del diámetro mayor. Este cambio de diámetros debe tener también una justificación económica, para lo cual no deberá olvidarse el alto coste de las piezas especiales que habrá que intercalar.

El diseño de tuberías terciarias con varios diámetros, aunque es poco conocido y, por tanto, se rehúye o se aplica con escaso rigor técnico, tiene sus indudables ventajas de tipo económico y técnico. Al intuitivo ahorro en tuberías debe añadirse que este tipo de diseño permite adaptar mucho mejor la línea piezométrica al perfil del terreno con lo cual se consiguen diferencias de presiones menores a lo largo de la tubería. En este sentido, la Figura 19.1 es muy expresiva, ya que en ella se ve claramente cómo a medida que se pasa del uso de un solo diámetro al de cuatro, ΔH_m, que es la diferencia de presiones a lo largo de ella, disminuye sensiblemente.

Si estas tuberías no tienen cambio de diámetros se calcularán y diseñarán de la misma forma que los laterales. En caso contrario, se distinguen dos situaciones distintas:

a) Subunidades rectangulares.
b) Subunidades no rectangulares.

19.2 Tuberías terciarias con cambio de diámetro en subunidades rectangulares

19.2.1 Cálculo

Para el cálculo de estas tuberías se han desarrollado los ábacos del 6 al 14 para tuberías de LDPE, HDPE y PVC.

Los ábacos representan curvas de pérdida de carga en tuberías con descargas iguales, espaciadas uniformemente a lo largo de ellas. Los ábacos números 6, 9 y 12 se han calculado para tuberías con descarga de 0,25 m^3/h , cada 2,5 m. Los ábacos números 7, 10 y 13 se han desarrollado para descargas de 0,5 m^3/h, cada 5 m. Los ábacos números 8, 11 y 14 se han determinado para descargas de 1 m^3, cada 10 m.

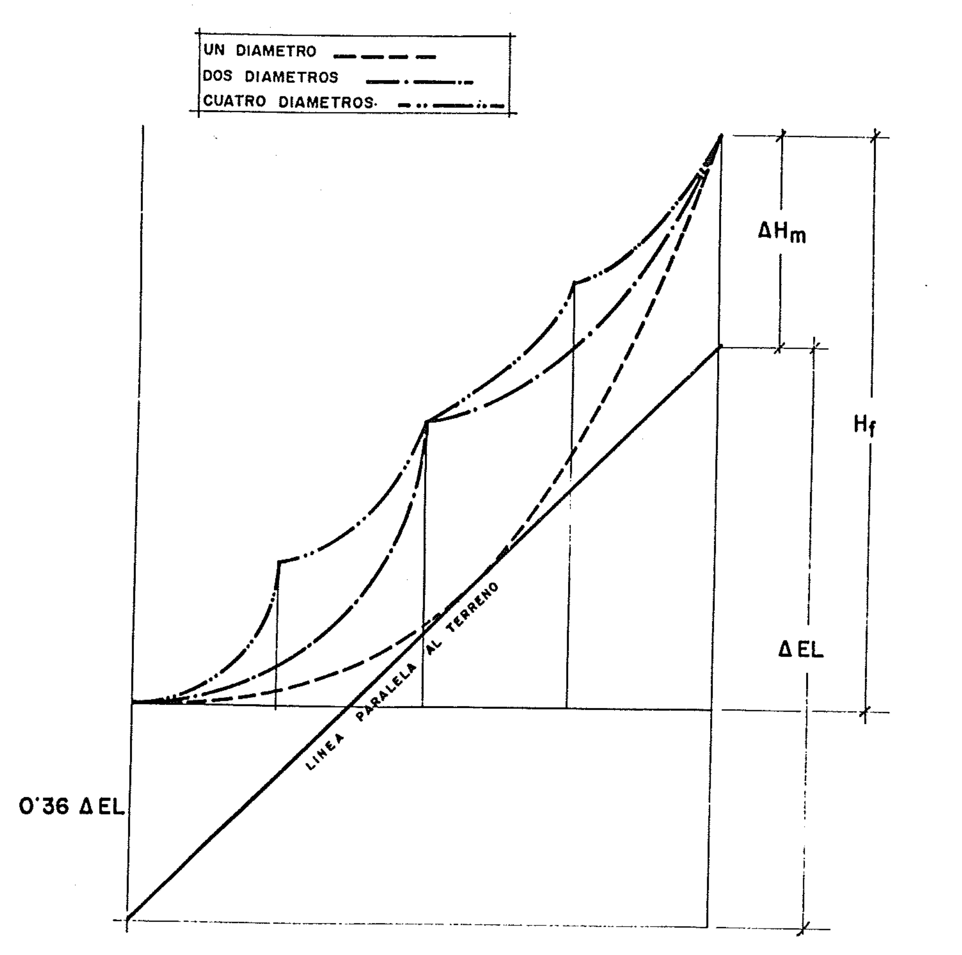


Fig. 19.1 Curvas de fricción.

Los primeros ábacos pueden usarse para descargas de hasta 0,35m³/h, por derivación. Los segundos se pueden utilizar desde 0,35 a 0,75 m³/h, y los terceros, desde 0,75 hasta 2,5 m³/h. Cuando se producen varias derivaciones en el mismo punto, la descarga será igual al caudal de todas ellas.

En todos estos ábacos, en abscisas se llevan caudales expresados en l/s y en ordenadas presiones. No se precisa cambio de escala para introducir datos en abscisas. En ordenadas se usará el factor k.

$$k = \frac{L}{Q_m}\, 0{,}1 \text{ m}^3\text{/hm} \qquad (19.1a)$$

o bien:

$$k = \frac{S_l}{q_l}\, 0{,}1 \text{ m}^3\text{/hm} \qquad (19.1b)$$

en donde:

- k es el factor de conversión para uso de los ábacos.
- L es la longitud de la tubería terciaria (m).
- Q_m es el caudal de entrada en la terciaria (m³/h).
- S_l es la separación entre derivaciones (m).
- q_l es el caudal de entrada en las derivaciones (m³/h).

Para entrar un dato en ordenadas el cambio de escala será $1/k$ y para transformar una medida en ordenadas el resultado se multiplicará por k.

Para calcular con los ábacos la pérdida de carga en la tubería terciaria se operará de la siguiente forma:

i. Colocar un papel transparente sobre el ábaco elegido, en función del material de la tubería y de q_l, y dibujar desde el origen los ejes de abscisas y ordenadas.
ii. Dibujar las ordenadas que corresponden a los caudales de entrada en cada cambio de diámetro expresados en l/s.
iii. Calcar la curva del menor diámetro, desde el origen hasta el caudal en donde empieza el próximo diámetro.
iv. Desplazar hacia abajo el transparente hasta que la curva anterior corte a la del diámetro inmediatamente superior en un punto cuya abscisa sea el caudal, en donde cambian los diámetros, y trazar la curva que corresponde a este diámetro hasta el próximo cambio.
v. Repetir el paso iv hasta que se llegue al caudal Q_m.
vi. Las curvas dibujadas representan la de fricción de la terciaria y la suma de las pérdidas de carga de cada segmento es proporcional a H_f para Q_m. Para hallar el verdadero valor de H_f debe ser multiplicado el obtenido en el gráfico por el factor de conversión k obtenido en la ecuación (19.1).

$$H_f = kH'_f \qquad (19.2)$$

en donde:

- H'_f es la ordenada correspondiente a Q_m medida sobre el gráfico.
- H_f pérdida de carga en la tubería terciaria (mca).

vii) Determinar la presión de entrada en la subunidad de riego, H_m, o a la salida del regulador de presión (Figura 19.2), aplicando la ecuación:

$$H_m = h_l + M'H_f + \frac{1}{2}\Delta EL \qquad (19.3)$$

en donde:

- H_m presión de entrada en la subunidad de riego o en la tubería terciaria (mca).
- h_l presión de entrada en el lateral con presión media h_a (mca).
- H_f pérdida de carga en la tubería terciaria (mca).

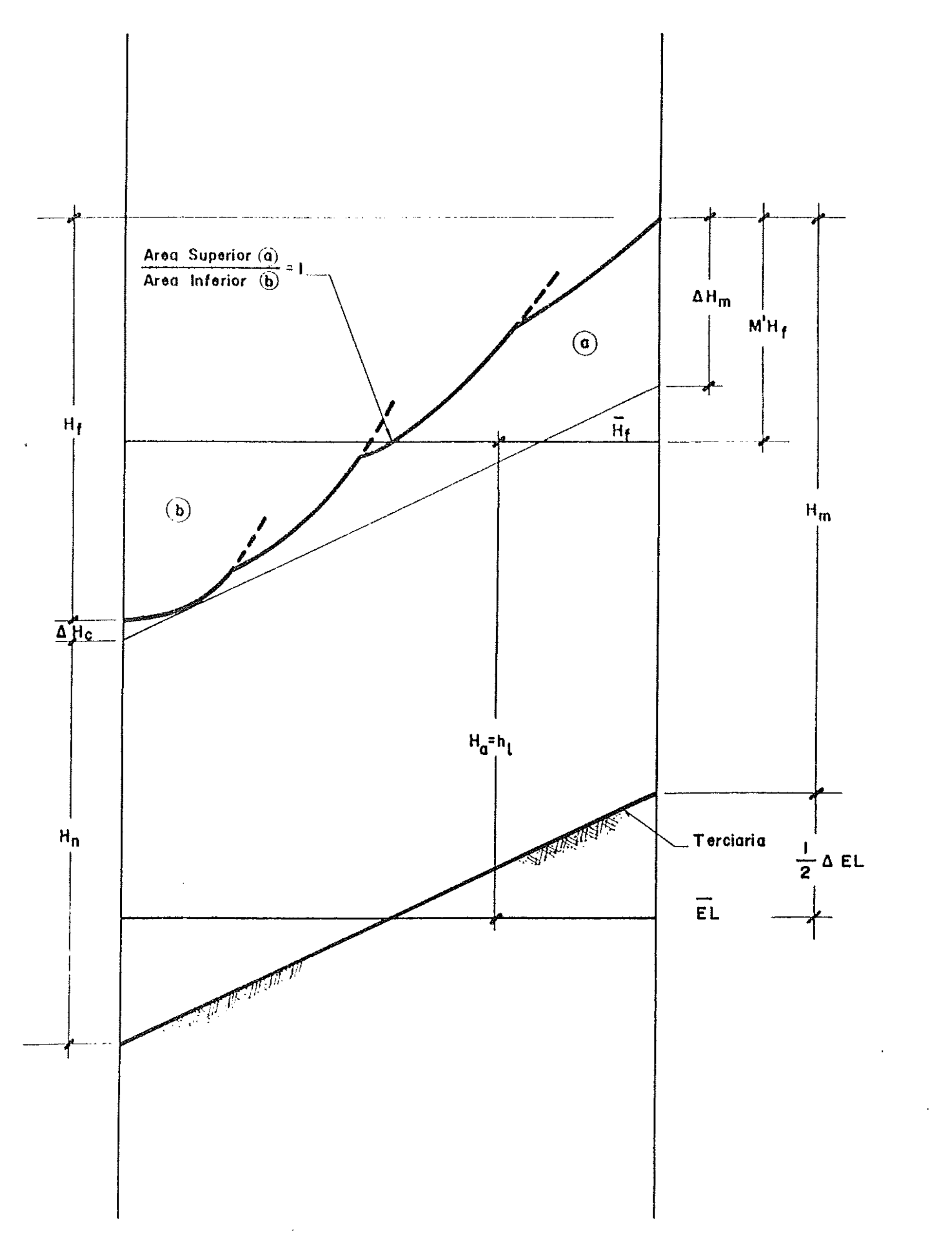


Fig. 19.2 Método gráfico, tubería terciaria.

ΔEL diferencia de cota entre los extremos de la tubería terciaria, positiva (+) si el agua circula contra pendiente y negativa (–) si circula a favor de la pendiente (m).

M' factor aproximado. Se tomará 0,75 para tuberías terciarias con diámetro único; 0,6 para terciarias con dos diámetros, y 0,5 para 3 o más diámetros.

Para calcular el valor exacto de M' se deberá usar la construcción gráfica, dibujando la curva de fricción de la tubería terciaria (Figura 19.2). A continuación se calcula la ordenada media de la curva de fricción, $\bar{H}_f$, midiendo desde el eje de las abscisas una serie de ordenadas de la curva de fricción, repartidas uniformemente a lo largo de ella, y obteniendo la media de estas medidas. Esta ordenada media, cambiada de escala, o sea, multiplicada por k será igual a $M'H_f$ (Figura 19.2).

A partir de la ordenada media de la curva de fricción se lleva en ordenadas h_l cambiada de escala (dividida por k) y se traza por el extremo inferior una recta horizontal $\overline{EL}$. Si la pendiente del terreno es uniforme, a partir de cualquiera de los extremos de esta recta se llevará 1/2 ΔEL cambiado de escala y uniendo este punto con el centro de la recta $\overline{EL}$ se obtiene la pendiente del terreno.

Trazando una paralela al terreno que sea tangente a la curva de fricción, la distancia entre ambas será H_m una vez que se haya multiplicado por k la medida. La distancia en vertical, en la abscisa Q_m, desde la recta paralela al terreno y la curva de fricción será ΔH_m que habrá que multiplicar por k (Figura 19.2). Esta será la diferencia de presiones que se produce en la terciaria desde su origen al punto de presión mínima.

La distancia desde esta paralela del terreno y la curva de fricción en el eje de ordenadas será ΔH_c que habrá que multiplicar por k para cambiar de escala.

Para Q_m, la distancia desde el terreno a la curva de fricción, será H'_m que multiplicado por k dará H_m, presión de entrada en la terciaria.

Cuando la máxima diferencia de presiones se produzca aguas abajo de la tubería, se tomará el valor de ΔH_c para comprobar si esta diferencia es menor que la tolerada. Este caso puede suceder cuando ΔEL sea negativo, o sea

$$\Delta H_c > \Delta H_m \qquad \text{siendo}: \Delta H_c = H_c - H_m \qquad (19.4)$$

en donde:

ΔH_c es la diferencia de presiones entre la del final y la mínima en la tubería terciaria (mca).

H_c es la presión al final de la tubería terciaria (mca).

En otros casos se tomará ΔH_m. Siempre deberá ser: ΔH_c ó $\Delta H_m \leq (\Delta H_m)_a$, siendo ésta la diferencia de presiones tolerada en la terciaria.

Ejemplo 1

Se tiene una tubería terciaria de 120 m de longitud total que descansa sobre un terreno en pendiente del 1,5% a favor de la corriente y que alimenta a tuberías laterales separadas cada 6 m y con caudal de entrada de 780 l/h en cada una de ellas. La presión media necesaria a la entrada de los laterales es de 15 mca. La tubería es de LDPE y P_n 0,4 MPa. Tiene 18 m en Ø 32 mm, 18 m en Ø 40 mm, 30 m en Ø 50 mm y 54 m en Ø 63 mm.

Calcular la presión de entrada necesaria en la terciaria y la diferencia máxima de presiones que se produce en ella.

Según el material de la tubería, LDPE, y el caudal de entrada en los laterales, $q_l = 780$ l/h, se elige el ábaco 9 para subunidades rectangulares.

El factor de cambio de escala k, se calculará por (19.1a) o (19.1b)

$$k = \frac{S_l}{q_l}\,0{,}1 = \frac{6}{0{,}78}\,0{,}1 = 0{,}769 \text{ m}^3\text{/hm}$$

El número de laterales que alimenta la tubería terciaria y su caudal de entrada será:

$$N = \frac{L}{S_l} = \frac{120}{6} = 20;\; Q_m = N * q_l = 20 * 780 = 15.600 \text{ l/h} = 4{,}33 \text{ l/s}$$

La diferencia de cota entre los extremos de la terciaria será

$$\Delta EL = S\ L/100 = -1{,}5 * 120/100 = -1{,}80 \text{ m}$$

Los cambios de diámetro se producirán en los caudales siguientes:

$Q_1 = 18 * 4{,}33/120 = 0{,}65$ l/s
$Q_2 = (18 + 18) * 4{,}33/120 = 1{,}30$ l/s
$Q_3 = (18 + 18 + 30) * 4{,}33/120 = 2{,}38$ l/s
$Q_4 = Q_m = 4{,}33$ l/s

Se seguirán los pasos hasta el *vi*, Figura 19.3, midiéndose sobre el dibujo, para la abscisa de 4,33 l/s, H'_f que resulta valer 5,9, por lo que

$$H_f = k * H'_f = 0{,}769 * 5{,}9 = 4{,}54 \text{ mca}$$

y la presión de entrada será según (19.3),

$$H_m = 15 + 0{,}5 * 4{,}54 + 0{,}5 * (-1{,}80) = \mathbf{16{,}37\ mca}$$

Si se desea obtener esta presión con más exactitud se seguirá el método gráfico, para lo cual se determinará la ordenada media de la curva de fricción de la terciaria que resulta ser de 2,83. La presión media de entrada en el lateral, cambiada de escala valdrá 15/0,769 = 19,51 y ΔEL cambiado de escala será 3,34.

Con estos valores se completa la figura 19.3 y se miden

$$H_m = (6{,}35 + 15{,}01) * 0{,}769 = \mathbf{16{,}43\ mca} \quad \text{y}$$
$$\Delta H_m = 3{,}60 * 0{,}769 = \mathbf{2{,}77\ mca}$$

19.2.2 Diseño

La variación máxima de presiones permitida en esta tubería ha de ser igual a:

$$(\Delta H_m)_a = \Delta H_s - \Delta h \text{ ó } \Delta h_c \tag{19.5}$$

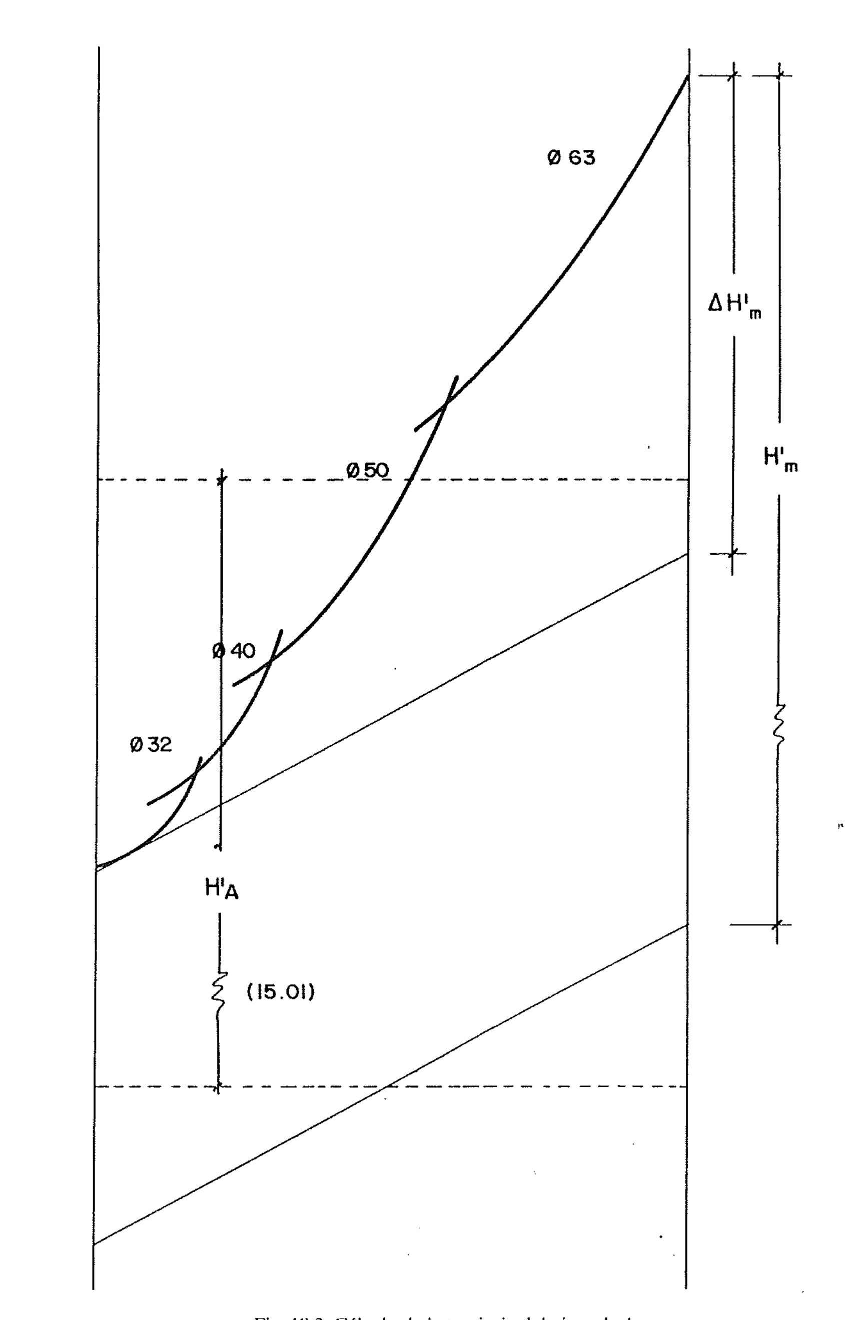


Fig. 19.3 Cálculo de la terciaria del ejemplo 1.

en donde:

$(\Delta H_m)_a$ es la variación máxima de presiones permitida en la tubería terciaria (mca).
ΔH_s es la tolerancia de presiones en la subunidad de riego (mca).
Δh ó Δh_t es la variación máxima de presiones que se produce en la tubería lateral (mca).

19.2.2.1 *Tuberías terciarias alimentadas por un extremo*

El método a seguir será:

1.er paso: De acuerdo con el material elegido para la tubería terciaria y el caudal de entrada en los laterales, q_l, o la suma de los caudales del ramal ascendente y del descendente en los laterales alimentados por un punto intermedio, se seleccionará el ábaco correspondiente (del 6 al 14).

2.º paso: $(\Delta H_m)_a$ y ΔEL deberán expresarse a la escala adecuada y por ello:

$$j' = \frac{(\Delta H_m)_a}{k} \qquad (19.6)$$

donde:

j' es $(\Delta H_m)_a$ cambiado de escala.
k es el factor de conversión de escala obtenido según (19.1).

También se tendrá:

$$s' = \frac{\Delta EL}{k} \qquad (19.7)$$

donde:

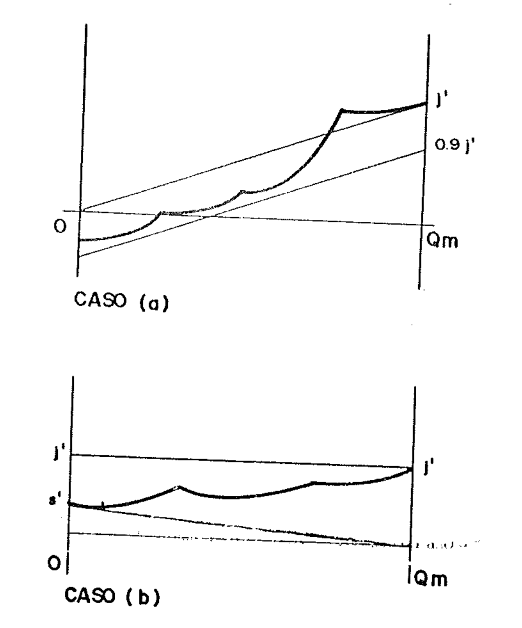
s' es la diferencia de cota, debida a la pendiente S, a la escala correcta (m).

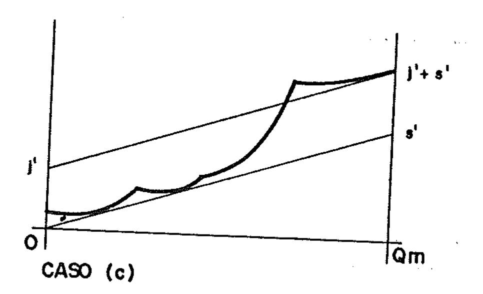
Se obtendrá también Q_m.

3.er paso: Colocar un transparente sobre el ábaco de curvas elegido y calcar el eje de ordenadas, así como una recta vertical por la abscisa de valor Q_m correspondiente al caudal de entrada en la terciaria.

4.º paso: (Figura 19.4).

a. *Para tuberías terciarias horizontales*, trazar una línea recta desde el origen hasta el punto $(Q_m; j')$. Dibujar una segunda línea paralela a la anterior y que pase por el punto $(Q_m; 0{,}9j')$.
b. *Para tuberías en pendiente positiva,* dibujar una recta desde el punto $(0; s')$ al punto $(Q_m; 0)$; y el segmento de recta comprendido entre $(0; j')$ y $(Q_m; j')$.
c. *Para tuberías en pendiente negativa* y $|s'| \geq 3j'$, dibujar una línea recta desde el origen al punto $(Q_m; s')$. Trazar una paralela a la anterior que pasa por el punto $(Q_m; (j' + s'))$. Se tomará s' en valor absoluto.
d. *Para tuberías en pendiente negativa* y $|s'| < 3j'$, dibujar una recta desde el punto $(0; 0{,}15\,s')$ hasta el punto $(Q_m; (j' + s'))$. Trazar una paralela a la anterior por el punto $(Q_m; 0{,}9\,(j' + s'))$. Se tomará s' en valor absoluto.





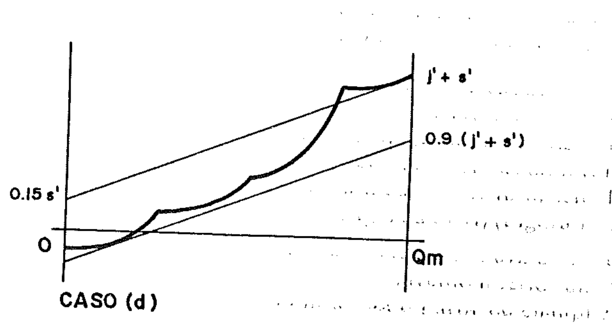


Fig. 19.4 Diseño de tuberías terciarias. Paso 4.º

5.º paso: El mejor diseño de la tubería terciaria, estará definido por las dos líneas dibujadas en el 4.º paso. Para definirlo se seguirá el siguiente proceso:

i. Se traslada verticalmente el transparente hasta que una de las curvas del ábaco sea tangente a la recta superior del paralelogramo dibujado en el 4.º paso, por la abscisa Q_m. En el caso 4b deberá ser aproximadamente tangente a una recta imaginaria que uniera (0; s') con (Q_m; j'). El diámetro correspondiente a esta curva será el máximo de entrada en la terciaria. Se calcará un tramo de esta curva desde el punto correspondiente a Q_m hacia la izquierda.
ii. Se desliza el transparente hacia arriba hasta conseguir que la curva correspondiente al diámetro siguiente inferior en la escala comercial al elegido en el paso anterior, sea tangente a la recta inferior del paralelogramo o, en el caso 4b a la recta imaginaria descrita. Se calca el tramo de curva desde su intersección con la ya dibujada hacia la izquierda pasando el punto de tangencia.
iii. Si en el paso anterior no se ha llegado al eje de ordenadas, se repite con la curva correspondiente al diámetro siguiente inferior en la escala comercial, calcando también el tramo correspondiente.
iv. Si en el paso anterior tampoco se ha llegado al eje de ordenadas se repetirá, llegando en este caso al mencionado eje.

Con ello se tendrá dibujada la curva de fricción resultante de toda la tubería terciaria y los puntos de intersección corresponderán a los cambios de diámetro (Figura 19.5).

Los puntos de cambio de diámetro se ajustarán a múltiplos de la separación entre laterales, situándolos a continuación de la salida de un lateral.

A continuación, y siguiendo el mismo proceso de cálculo a partir de *vi* del epígrafe 19.2.1, se obtendrán ΔH_m y ΔH_c para comprobar que ΔH_c o $\Delta H_m \leq (\Delta H_m)_a$. También se podrá determinar H_m midiendo sobre el gráfico y aplicando el cambio de escala.

Ejemplo 2

Se pretende diseñar una tubería terciaria en LDPE de P_n 0,4 MPa que cumpla con las siguientes características:

Diferencia máxima de presiones permitida en la terciaria: 2,5 mca.
Longitud de la terciaria: 200 m
Pendiente del terreno sobre el que descansa: –1,5%.
Separación entre los laterales que alimenta: 5 m.
Caudal medio de entrada en estos laterales: 400 l/h.
Presión media necesaria a la entrada de los laterales: 13 mca.

Para una terciaria de LDPE y caudal de entrada en laterales de 400 l/h se elige el ábaco 7.

Los cálculos previos a realizar antes del proceso gráfico serán:

Número de laterales que alimenta: $N = L/S_l = 200/5 = 40$.

Caudal de entrada en la terciaria: $Q_m = N * q_l = 40 * 400 = 16.000$ l/h.

$Q_m = 4{,}44$ l/s

Factor de conversión: $k = (S_l/q_l)\ 0{,}1 = (5/0{,}4) * 0{,}1 = 1{,}25$.

Diferencia de cota entre los extremos de la terciaria:

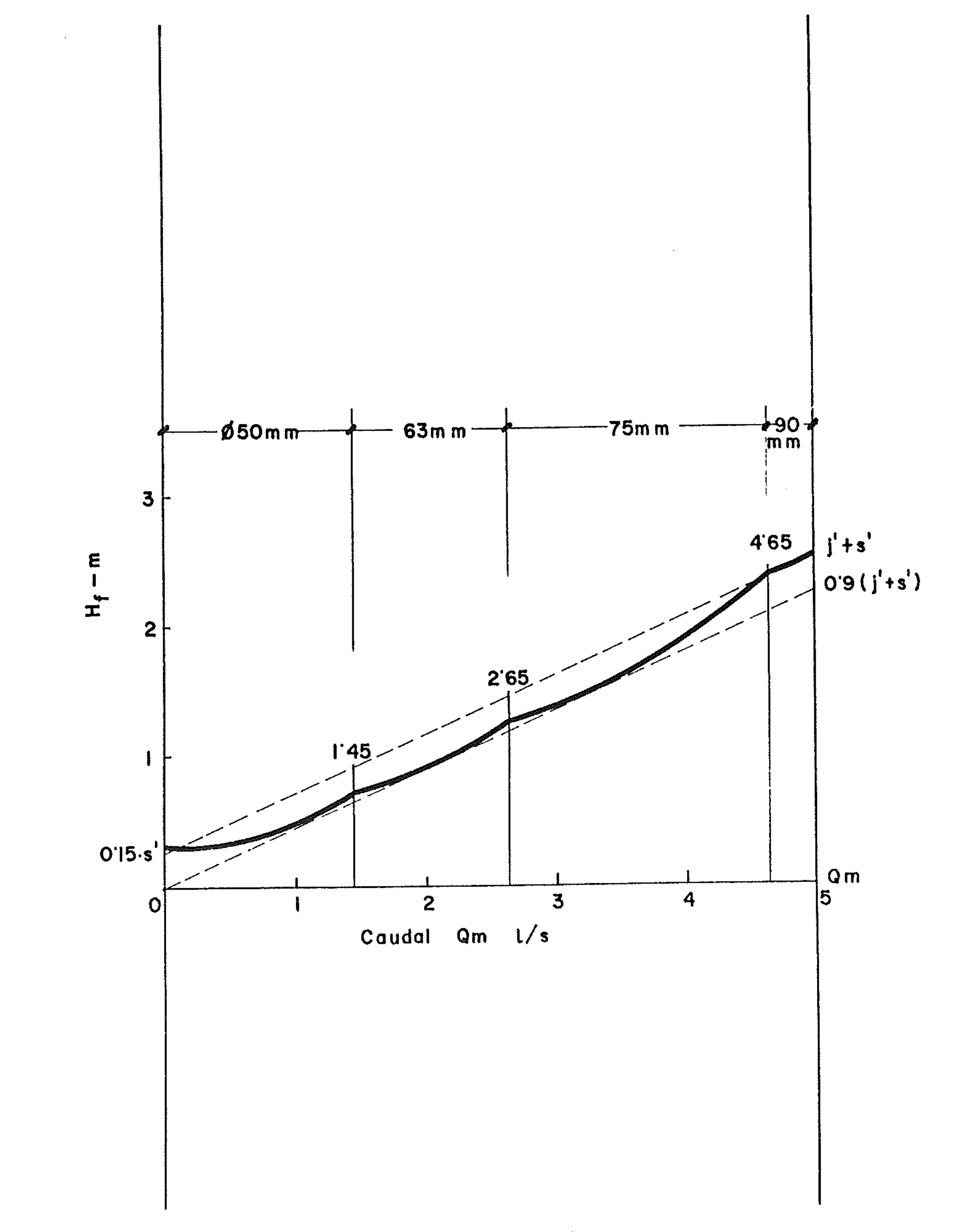


Fig. 19.5 Diseño de tuberías terciarias.

$\Delta EL = S\ L/100 = -1{,}5 * 200/100 = -3{,}00$ m.

Tolerancia de presiones en la terciaria cambiada de escala:

$j' = (\Delta H_m)_a / k = 2{,}5/1{,}25 = 2$.

Desnivel de la terciaria cambiado de escala:

$|s'| = |\Delta EL| / k = 3/1{,}25 = 2{,}40$.

Como se cumple que $|s'| < 3j'$ se seguirá el apartado **d** del 4.º paso.

$$s' + j' = 2{,}40 + 2{,}00 = 4{,}40$$
$$0{,}9\,(s' + j') = 4{,}40 * 0{,}9 = 3{,}96$$
$$0{,}15 * s' = 0{,}36$$
$$H'_{A'} = h_l / k = 13/1{,}25 = 10{,}40$$

Se seguirá todo el proceso descrito hasta el 5.º paso dibujando la curva de fricción de la terciaria, Figura 19.6. Esta tubería queda definida como sigue:

$L_1 = Q_1\ L/Q_m = 1 * 200/4{,}44 = 45$ m de Ø 40 mm.
$L_2 = Q_2\ L/Q_m - L_1 = 2{,}02 * 200/4{,}44 - 45 \approx 45$ m de Ø 50 mm.
$L_3 = Q_3\ L/Q_m - L_1 - L_2 = 3{,}80 * 200/4{,}44 - 45 - 45 \approx 80$ m de Ø 63 mm.
$L_4 = L - L_1 - L_2 - L_3 = 200 - 170 = 30$ m de Ø 75 mm.

A continuación se determinará la ordenada media de la curva de fricción que, en este caso, valdrá 1,74. Se han medido 9 ordenadas repartidas uniformemente a lo largo de la tubería.

A partir de esta ordenada media, se han llevado hacia abajo en vertical 5 unidades, guardando otras 5,40 que equivalen a h_l cambiada de escala y por el extremo inferior se ha trazado una recta horizontal que será la ordenada media del terreno, dibujando éste seguidamente.

Midiendo sobre la Figura 19.6, finalmente, se han obtenido los siguientes resultados:

$$\Delta H_m = \Delta H'_m * k = 1{,}85 * 1{,}25 = 2{,}31 \text{ mca} < (\Delta H_m)_a = 2{,}5 \text{ mca}$$
$$H_m = H'_m * k = (6{,}10 + 5{,}40) * 1{,}25 = 14{,}37 \text{ mca}$$

19.2.2.2 *Tuberías terciarias alimentadas por un punto intermedio*

Cuando el terreno tiene una pendiente media, en la dirección de las tuberías terciarias, menor del 3%, normalmente es más económico alimentar a éstas en dos direcciones desde las secundarias.

Al igual que en las tuberías laterales, en terreno horizontal, la terciaria estará alimentada en su punto central. Cuando el terreno tenga pendiente en el sentido de la terciaria, el punto de alimentación se desplaza hacia la parte alta para conseguir que la variación de presión sea aproximadamente la misma en la terciaria aguas arriba y la de aguas abajo.

En el caso de que la pendiente sea uniforme, la terciaria se proyecte con diámetro único y los laterales sean de la misma longitud, la obtención del punto óptimo

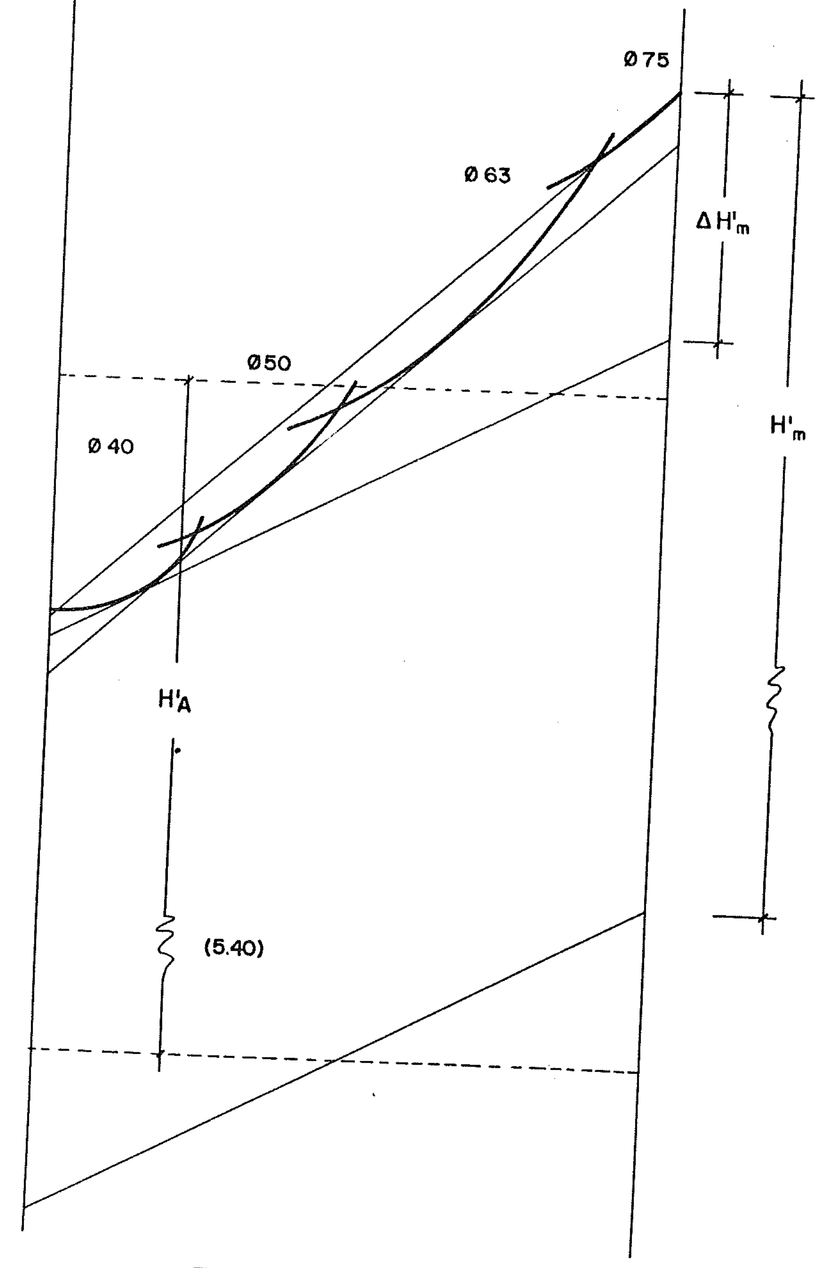


Fig. 19.6 Diseño de la tubería terciaria del ejemplo 2.

de alimentación y el cálculo de la tubería se harán como en el caso de las tuberías laterales.

En cualquier otro caso se puede usar un procedimiento gráfico para hallar la posición exacta, o bien obtenerla aproximadamente mediante la Figura 19.7 que da directamente el valor de

$$\frac{X}{L_p}, \quad \text{en función de} \quad \frac{S(L_p/100)}{\Delta H_m} \quad \text{o} \quad \frac{\Delta EL_p}{\Delta H_m}$$

siendo:

L_p longitud del par de tuberías terciarias (m).
X distancia desde el punto de alimentación al punto final más bajo del par de tuberías terciarias (m).
S la pendiente del terreno en el sentido de la terciaria en tanto por ciento.

Conocida la posición del punto de alimentación por X/L_p se obtiene:

$$Q_{m1} = N_1 q_l \quad (19.8) \qquad y \qquad Q_{m2} = N_2 q_l \quad (19.9)$$

X / L p
1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
0.5
0
1.0
2.0
3.0
4.0
5.0
Δ E L p / (Δ H m) a

Fig. 19.7 Localización del punto de alimentación de una tubería terciaria con variación de diámetros sobre terreno con pendiente.

siendo:

Q_{m1} y Q_{m2} los caudales de entrada en la terciaria inferior y superior, respectivamente en l/h.
N_1 y N_2 número de laterales que alimentan las tuberías terciarias inferior y superior, respectivamente.
q_l caudal de entrada en cada lateral en l/h.

A continuación para cada terciaria se aplica independientemente el proceso descrito en el epígrafe 19.2.2.1.

Cuando se tengan dibujadas las dos curvas de fricción (Figura 19.8), se determinará la ordenada media de las ordenadas medias de las curvas de fricción de ambos ramales.

$$\bar{H}_f = \bar{H}_{f1} \left(\frac{X}{L_p}\right) + \bar{H}_{f2}\left(1 - \frac{X}{L_p}\right) \qquad (19.10)$$

donde:

$\bar{H}_f$ ordenada media de la curva de fricción del par de terciarias.
$\bar{H}_{f1}$ ordenada media de la curva de fricción en la terciaria de aguas abajo.
$\bar{H}_{f2}$ ordenada media de la curva de fricción en la terciaria de aguas arriba.

A continuación, operando como en el caso de laterales alimentados por un punto intermedio, se llevará a partir de la horizontal trazada por $\bar{H}_f$, h_l en sentido vertical, cambiada de escala, o sea, dividida por k. Por el extremo se traza una horizontal correspondiente a $\overline{EL}$ y por su punto central se lleva el perfil del terreno.

Por último, se miden sobre el gráfico y se cambian de escala las restantes incógnitas H_m y ΔH_m.

Si se desea conocer exactamente el punto óptimo de alimentación habrá que operar gráficamente de la forma siguiente:

1.er paso: Obtener la curva de fricción correspondiente a la terciaria de longitud igual al par de terciarias, como si estuviera alimentada por su extremo superior, siguiendo el proceso señalado en el epígrafe 19.2.2.1.

2.º paso: Dibujar la curva de fricción correspondiente a la terciaria de longitud igual a la mitad del par de terciarias, como si estuviera alimentada por su extremo inferior y de derecha a izquierda, para lo cual se recomienda dibujarla en el dorso del transparente.

3.er paso: El punto óptimo de alimentación será la X/L_p que corresponde a la intersección de las curvas obtenidas en los dos pasos anteriores.

4.º paso: Se obtendrá la ordenada media de ambas curvas de fricción, $\bar{H}_f$ y se seguirá el mismo proceso ya reseñado en este mismo epígrafe, para determinar las restantes incógnitas.

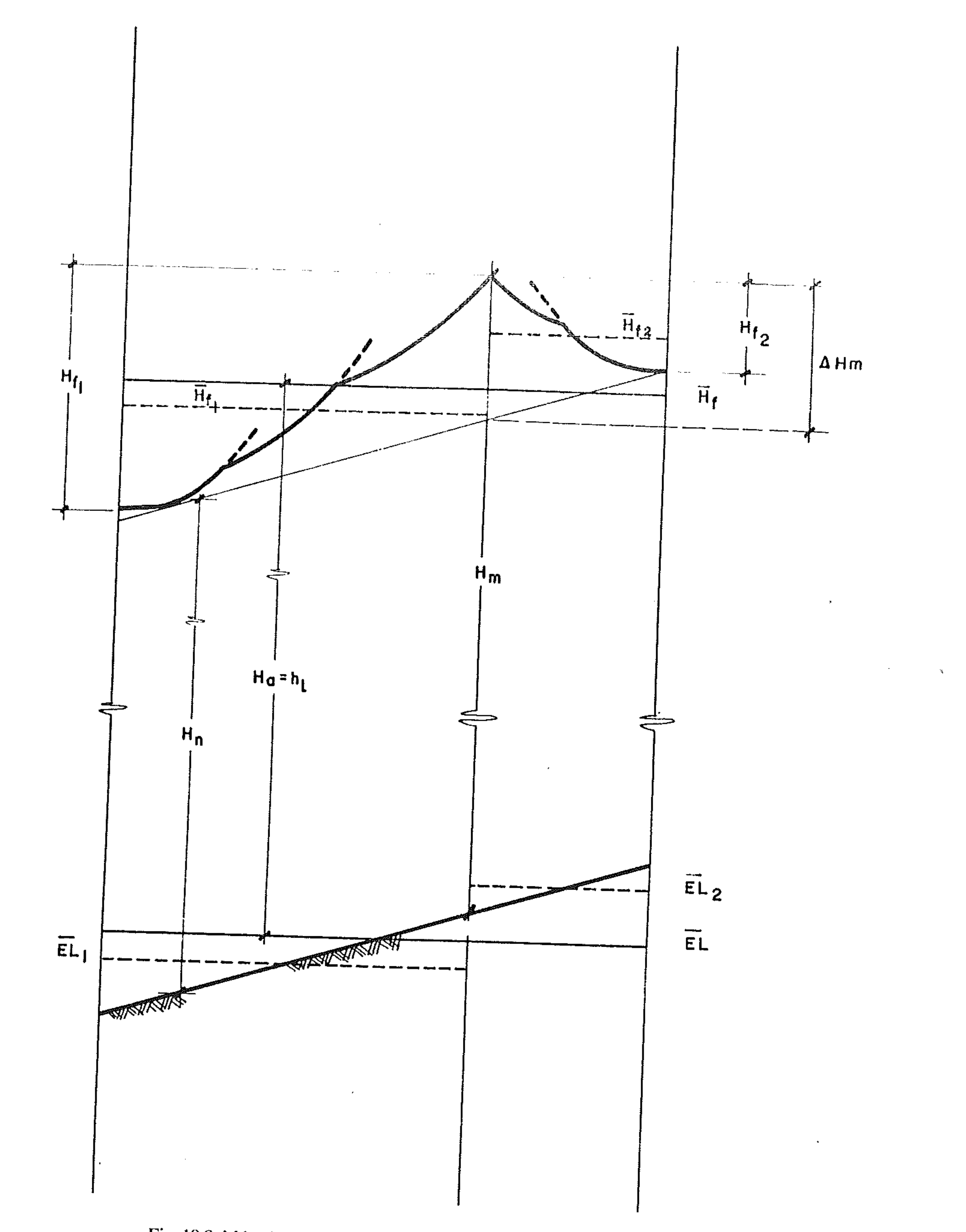


Fig. 19.8 Método gráfico para terciaria alimentada en un punto intermedio.

19.3 Tuberías terciarias en subunidades no rectangulares

19.3.1 Cálculo

19.3.1.1 *Coeficiente de reducción F'*

En la Figura 19.9 se ha representado en planta una subunidad de riego no rectangular con laterales, cuyos caudales de entrada $q_1, q_2 ... q_i ... q_N$ varían linealmente, en proporción a su longitud:

$$Q_m = \frac{q_1 + q_N}{2} N \qquad (19.11)$$

siendo:

q_1 caudal de entrada en el lateral situado en el primer orificio (l/h).
q_N caudal de entrada en el lateral situado en el último orificio (l/h).
N número de laterales u orificios de la terciaria.

Se define un factor de forma, Keller (1979), tal que:

$$S_f = \frac{q_N}{q_{med}} = \frac{2q_N}{q_1 + q_N} \qquad (19.12)$$

en donde:

S_f factor de forma de la subunidad de riego.
q_{med} caudal medio de entrada en los laterales (l/h).

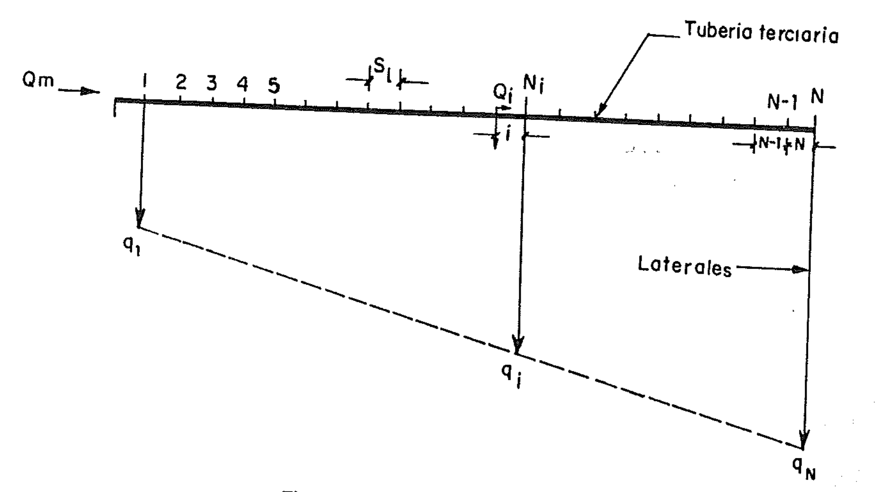


Fig. 19.9 Subunidad no rectangular.

Volviendo a la Figura 19.9, se tiene que:

$$\frac{q_i - q_1}{q_N - q_i} = \frac{(N_i - 1)\, S_l}{(N - N_i)\, S_l} \qquad (19.13)$$

siendo:

S_l separación entre orificios de la terciaria o entre laterales (m).
q_i caudal de entrada en el lateral situado en el orificio N_i (l/h).

De (19.13) se deduce que:

$$q_i = q_1 \frac{N - N_i}{N - 1} + q_N \frac{N_i - 1}{N - 1} \qquad (19.14)$$

El caudal Q_i, que pasa por el tramo i de la tubería terciaria, situado entre los orificios N_{i-1} y N_i será:

$$Q_i = \frac{q_i + q_N}{2} (N - N_i + 1) \qquad (19.15)$$

combinando las ecuaciones (19.11), (19.12), (19.14) y (19.15), se obtiene:

$$Q_i = Q_m \left[S_f + (1 - S_f) \frac{N - N_i}{N - 1} \right] \left(\frac{N - N_i + 1}{N} \right) \qquad (19.16)$$

La pérdida de carga en la terciaria se puede determinar por:

$$H_f = JF' \frac{L}{100} = J_1 \frac{S_l}{100} + J_2 \frac{S_l}{100} + \ldots + J_i \frac{S_l}{100} + \ldots + J_{N-1} \frac{S_l}{100} + J_N \frac{S_l}{100} \qquad (19.17)$$

en donde:

F' es el coeficiente de reducción de pérdida de carga debido a descargas espaciadas uniformemente a lo largo de la tubería en subunidades no rectangulares.
J_i gradiente de pérdida de carga en el tramo i, con caudal Q_i (m/100m).

Recordando que:

$$J = K \frac{Q_m^m}{D^n} \quad \text{y} \qquad (19.18a)$$

$$J_i = K \frac{Q_i^m}{D^n} \qquad (19.18b)$$

siendo:

K constante que dependerá de las unidades usadas.
D diámetro interior de la tubería terciaria.
m exponente del caudal, igual a 1,75 cuando se use Darcy-Weisbach, con Blasius.

Aplicando las fórmulas (19.18) y (19.17), y recordando que $L = N\, S_l$, se tiene que:

$$F' = \frac{\sum_{i=1}^{N} Q_i^m}{N Q_m^m} \qquad (19.20)$$

Sustituyendo el valor de Q_i encontrado en (19.16) en (19.20) se obtiene, finalmente:

$$F' = \frac{\sum_{i=1}^{N} \left[S_f + (1 - S_f) \frac{N - N_i}{N - 1} \right]^m (N - N_i + 1)^m}{N^{m+1}} \qquad (19.21)$$

En la Tabla 19.1 figuran valores de F' calculados para distintas S_f y N, haciendo en todas ellas $m = 1{,}75$. El espacio desde el primer orificio a la toma es igual al que separa a los restantes orificios.

Esta F' al igual que F para las subunidades rectangulares con tubería terciaria sin cambio de diámetros, permite calcular su pérdida de carga H_f aplicando la fórmula:

$$H_f = JF' \frac{L}{100} \qquad (19.22)$$

Ejemplo 3

Sea una subunidad como la representada en la Figura 19.9 de forma trapezoidal, alimentada por una tubería terciaria de PVC con 20 laterales separados a 2,5 m. El caudal de entrada en el primer lateral es de 200 l/h, y en el último, de 600 l/h. La tubería terciaria empieza con diámetro Ø 50 mm (Øi 46,4 mm), y después de alimentar al lateral número 10 cambia a diámetro Ø 40 mm (Øi 36,4 mm), con el que llega hasta el final. Se desea calcular la pérdida de carga que se produce en esta tubería terciaria.

— Pérdida de carga en el primer tramo (A-B).

Se calcula por diferencia entre la pérdida de carga que se produce desde el principio hasta el final de la tubería con Ø 50 mm, menos la que se produce en el segundo tramo.

$L = 20 * 2{,}50 = 50$ m y de la ecuación (19.11) $Q_m = \frac{200 + 600}{2} * 20 = 8.000$ l/h

de la ecuación (19.12) $S_f = \frac{2 q_N}{q_1 + q_N} = \frac{2 * 600}{200 + 600} = 1{,}5$

Del ábaco 5 se obtiene que J (Ø 46,4 mm, 8.000 l/h) = 4,104 m/100 m. En la Tabla 19.1: $F'(N = 20; S_f = 1{,}5) = 0{,}485$ y, por tanto, de la ecuación (19.22):

Tabla 19.1 Valores para F' para usar con la formula de Darcy-Weisbach (m = 1,75)

Número de orificios	S_f 0,0	0,5	1,0	1,5	2,0
1	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
2	0,500	0,544	0,649	0,802	1,000
3	0,382	0,447	0,546	0,675	0,831
4	0,335	0,403	0,498	0,616	0,756
5	0,310	0,378	0,469	0,582	0,714
6	0,294	0,362	0,451	0,560	0,686
7	0,283	0,350	0,438	0,544	0,667
8	0,274	0,342	0,428	0,533	0,653
9	0,268	0,335	0,421	0,524	0,642
10	0,263	0,330	0,415	0,517	0,634
11	0,259	0,326	0,410	0,511	0,627
12	0,256	0,322	0,406	0,506	0,621
13	0,253	0,320	0,403	0,502	0,616
14	0,251	0,317	0,400	0,499	6,612
15	0,249	0,315	0,398	0,496	0,608
16	0,247	0,313	0,395	0,493	0,605
17	0,246	0,311	0,394	0,491	0,602
18	0,245	0,310	0,392	0,489	0,600
19	0,243	0,309	0,390	0,487	0,598
20	0,242	0,307	0,389	0,485	0,596
22	0,240	0,305	0,387	0,483	0,592
24	0,239	0,304	0,385	0,480	0,590
26	0,238	0,302	0,383	0,478	0,587
28	0,236	0,301	0,382	0,477	0,585
30	0,235	0,300	0,380	0,475	0,583
35	0,234	0,298	0,378	0,472	0,580
40	0,232	0,296	0,376	0,470	0,577
50	0,230	0,294	0,374	0,467	0,574
75	0,227	0,291	0,370	0,463	0,569
100	0,226	0,290	0,369	0,461	0,566
200	0,224	0,288	0,366	0,458	0,563
∞	0,224	0,287	0,364	0,457	0,561

(El primer orificio se encuentra a igual distancia de la toma que del segundo orificio).

$$H_f = JF' \frac{L}{100} = 4{,}104 * 0{,}485 * \frac{50}{100} = 0{,}995 \text{ mca}$$

es la pérdida de carga en toda la tubería de diámetro Ø 50 mm.

El caudal que entra en el lateral número 11, según la ecuación (19.14), será:

$$q_{11} = 200 \frac{20-11}{20-1} + 600 \frac{11-1}{20-1} = 410{,}53 \text{ l/h}$$

y la longitud de terciaria de Ø 40 mm será: $L = 10 * 2{,}50 = 25$ m; de la ecuación (19.15), el caudal que pasa por el tramo 11 de la terciaria:

$$Q_{11} = \frac{410{,}53 + 600}{2} * 10 = 5052{,}65 \text{ l/h}; \quad S_f = \frac{2 * 600}{410{,}5 + 600} = 1{,}188$$

Con lo que:

$$J\,(Ø_i 46{,}4 \text{ mm}; 5052{,}6) = 1{,}777 \text{ m/ } 100 \text{ m} \qquad \text{y}$$

$$F'\,(N = 10; S_f = 1{,}188) = 0{,}451$$

por lo que:

$$H_f = 1{,}777 * 0{,}451 * \frac{25}{100} = 0{,}20 \text{ mca}$$

La pérdida de carga en el primer tramo A-B será:

$$H_{fA\text{-}B} = 0{,}995 - 0{,}20 = 0{,}795 \text{ mca}$$

— Pérdida de carga en el segundo tramo (B-C)

$$L = 25 \text{ m}; \qquad Q_{11} = 5.052{,}65 \text{ l/h}; \qquad S_f = 1{,}188;$$

$$J\,(Ø_i 36{,}4 \text{ mm}, 5.052{,}63 \text{ l/h}) = 5{,}812 \text{ m/ } 100 \text{ m};$$

y $\quad F'\,(N = 10; S_f = 1{,}188) = 0{,}451 \quad$ con lo que:

$$H_{fB\text{-}C} = 5{,}812 * 0{,}451 * \frac{25}{100} = 0{,}655 \text{ mca}$$

Por lo que la pérdida de carga total será:

$$H_{fA\text{-}C} = 0{,}795 + 0{,}655 = 1{,}45 \text{ mca}$$

19.3.2 Solución gráfica

Keller (1979) desarrolla un método gráfico para la resolución de tuberías terciarias con cambio de diámetro, en donde para cada uno de ellos construye una

curva de fricción adimensional, similar a la utilizada en el cálculo de líneas laterales (Keller, Rodrigo, 1979).

Para poder representar dichas curvas, Keller (1979) proporciona una tabla (Tabla 19.2) en donde, en función del factor de forma S_f de la subunidad de riego y para una serie de abscisas definidas como X/L, se dan factores por los que se debe multiplicar JF' para obtener las ordenadas de la curva. X es la distancia desde un punto cualquiera al final de la tubería terciaria de longitud L. J es el gradiente de pérdida de carga de la tubería para el caudal de entrada Q_m, y F', el coeficiente de reducción de pérdida de carga debido a descargas uniformemente espaciadas a lo largo de la tubería en una subunidad no rectangular.

Una vez dibujada la curva de fricción adimensional correspondiente a cada diámetro, se puede proceder al diseño de la tubería terciaria siguiendo el proceso señalado por Keller (1979) o también utilizarlas para calcular la pérdida de carga y los restantes parámetros hidráulicos que definen el funcionamiento de la subunidad de riego.

Tabla 19.2 Ordenadas JF' para construcción de curvas de fricción adimensionales X/L en función $H_f/(L/100)$ para diferentes factores S_f

X/L	Dirección de flujo →				
	0,0	0,5	$S_f = 1,0$	1,5	2,0
0,10	0,00	0,01	0,02	0,03	0,05
0,20	0,01	0,06	013	0,19	0,25
0,25	0,02	0,11	0,23	0,34	0,44
0,30	0,04	0,20	0,37	0,54	0,69
0,35	0,08	0,31	0,57	0,80	1,00
0,40	0,15	0,47	0,81	1,12	1,38
0,45	0,26	0,58	1,12	1,50	1,83
0,50	0,42	0,96	1,49	1,95	2,34
0,55	0,64	1,30	1,93	2,47	2,91
0,60	0,96	1,73	2,45	3,05	3,55
0,65	1,38	2,26	3,05	3,70	4,23
0,70	1,94	2,90	3,74	4,42	4,97
0,75	2,66	3,66	4,52	5,20	5,74
0,80	3,58	4,57	5,40	6,05	6,56
0,85	4,73	5,46	6,38	6,95	7,39
0,90	6,16	6,89	7,47	7,92	8,25
0,95	7,90	8,33	8,68	8,93	9,12
1,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00

Keller (1979)

19.3.2.1 *Factores JF'*

En la Figura 19.9 se tiene que:

$$H_{fi} = J_i F'_i (N - N_i + 1) \frac{S_l}{100} \qquad (19.23)$$

en donde:

H_{fi} es la pérdida de carga que se produce en la terciaria desde el orifico N_{i-1} hasta el final, incluyendo el tramo i.
F'_i es el coeficiente de reducción de pérdida de carga debido a descargas uniformemente espaciadas, desde el orificio N_{i-1}, obtenida según (19.21).

Recordando (19.12), (19.16), (19.18b) y $L = N\,S_l$ que al sustituirlas en (19.22) dan:

$$\frac{H_{fi}}{L/100} = J\left[S_f + (1-S_f)\,\frac{N-N_i}{N-1}\right]^m \left[\frac{N-N_i+1}{N}\right]^{m+1} F'_i \qquad (19.24)$$

siendo:

$$F'_i = \frac{\sum_{j=1}^{N-N_i+1}\left[S_{fi} + (1-S_{fi})\,\frac{N-N_i+1-N_j}{N-1}\right]^m (N-N_i+2-N_j)^m}{(N-N_i+1)} \qquad (19.25)$$

obtenida aplicando (19.21) desde $j = 1$ hasta $j = N - N_i + 1$

siendo:

J_i gradiente de pérdida de carga en el tramo i con caudal Q_i.
Q_m caudal de entrada en la terciaria.
m es el exponente del caudal de la fórmula usada para obtener el gradiente de pérdida de carga.
S_f factor de forma de la subunidad obtenido según (19.12).

y por analogía S_{fi} factor de forma de la subunidad desde N_i hasta el final:

$$S_{fi} = \frac{2q_N}{q_i + q_N} \qquad (19.26)$$

Sustituyendo en (19.26) el valor de q_i obtenido en (19.14) y teniendo en cuenta que:

$$q_N = Q_N = Q_m\,S_f\,\frac{1}{N} \quad \text{y que} \quad q_1 = Q_m\,\frac{1}{N}\,(2 - S_f)$$

$$S_{fi} = \frac{S_f}{(1-S_f)\,\frac{N-N_i}{N-1} + S_f} \qquad (19.27)$$

Sustituyendo (19.27) en (19.26) y, a su vez, ésta en (19.24) se tiene:

$$\frac{H_{fi}}{L/100} = JB = JF'\,Y$$

llamando B a todos los factores que multiplican a J en la ecuación (19.24).

De la anterior expresión se deduce que:

$$Y = \frac{B}{F'} \qquad (19.28)$$

siendo:

10Y el factor por el que se debe multiplicar JF' para obtener la ordenada de la curva de fricción correspondiente al punto N_i.

J el gradiente de pérdida de carga de la terciaria correspondiente a su caudal de entrada Q_m.

F' el coeficiente de reducción por descargas a lo largo de la tubería terciaria.

En la Tabla 19.3 figuran valores de $10Y$ obtenidos mediante la ecuación (19.28), haciendo variar i de tal forma que siendo:

$$\frac{X}{L} = \frac{N - N_i + 1}{N} \qquad (19.29)$$

X/L vaya desde 0,1 a 1 con incrementos de 0,1, con lo que $N_i = 0{,}9N + 1;\ 0{,}8N + 1;\ N_i = 1$.

Los valores de $10Y$ están calculados para distintas S_f y dentro de cada uno para distintos N. Los valores consignados por Keller (1979), en su tabla (Tabla 19.2), corresponden a valores de N próximos a 75 orificios.

Ejemplo 4.

Resolver gráficamente la hidráulica de la tubería terciaria definida en el ejemplo 3.

Mediante tablas adecuadas se obtiene:

J ($Ø_i$46,4 mm; 8.000 l/h) = 4,104 m/100 m y
F' (N = 20; S_f = 1,5) = 0,485 por lo que
JF' = 1,99 para $Ø_i$46,4 mm

También se determina

J ($Ø_i$36,4 mm; 8.000 l/h) = 13,571 m/100 m y
F' (N = 20; S_f = 1,5) = 0,485 por lo que
JF' = 6,582 para $Ø_i$36,4 mm

De la Tabla 19.3 para $N = 20$ y $S_f = 1{,}5$, teniendo en cuenta que el cambio de diámetro se produce para $X/L = 25/50 = 0{,}5$, se deduce:

Tabla 19.3 Factores $10Y$ que multiplican a JF' para cálculo de las ordenadas de la curva de fricción X/L versus $\frac{H_f}{L/100}$

S_f →	0,0				0,5				S_f = 1,0				1,5				2,0			
X/L	10	20	40	100	10	20	40	100	10	20	40	100	10	20	40	100	10	20	40	100
0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,02	0,01	0,01	0,01	0,04	0,03	0,02	0,02	0,07	0,05	0,04	0,03	0,09	0,07	0,05	0,04
0,2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,07	0,06	0,05	0,05	0,19	0,15	0,14	0,13	0,30	0,25	0,22	0,20	0,41	0,33	0,29	0,27
0,3	0,00	0,00	0,00	0,01	0,19	0,17	0,16	0,16	0,48	0,42	0,39	0,38	0,77	0,67	0,62	0,59	1,02	0,89	0,82	0,78
0,4	0,02	0,03	0,03	0,03	0,42	0,39	0,38	0,38	0,96	0,89	0,85	0,82	1,50	1,36	1,29	1,25	1,97	1,78	1,68	1,62
0,5	0,10	0,12	0,13	0,13	0,80	0,78	0,77	0,76	1,68	1,59	1,54	1,51	2,51	2,34	2,25	2,20	3,24	2,99	2,87	2,80
0,6	0,35	0,38	0,40	0,41	1,44	1,43	1,42	1,41	2,67	2,56	2,51	2,48	3,79	3,59	3,49	3,43	4,75	4,47	4,33	4,25
0,7	0,97	1,03	1,05	1,07	2,45	2,45	2,45	2,44	3,96	3,86	3,80	3,77	5,27	5,07	4,98	4,92	6,37	6,09	5,95	5,87
0,8	2,34	2,42	2,45	2,47	4,03	4,04	4,04	4,04	5,59	5,50	5,46	5,43	6,88	6,71	6,63	6,58	7,92	7,68	7,57	7,50
0,9	5,05	5,12	5,15	5,17	6,43	6,45	6,45	6,45	7,59	7,54	7,51	7,50	8,50	8,40	8,34	8,31	9,20	9,06	8,99	8,94
1,0	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00

Tabla 19.4 Coordenadas de las curvas de fricción del ejemplo 4

X/L	$10\,Y$	$10\,Y\,JF'$	
		Ø$_i$ 46,4 mm	Ø$_i$ 36,4 mm
0,0	0,00	0,00	0,00
0,1	0,05	0,10	0,32
0,2	0,25	0,49	1,62
0,3	0,67	1,33	4,40
0,4	1,36	2,71	8,96
0,5	2,34	4,66	15,41
0,6	3,59	7,16	
0,7	5,07	10,11	
0,8	6,71	13,37	
0,9	8,40	16,73	
1,0	10,00	19,92	

Mediante esta tabla se dibujan en la Figura 19.10 las curvas de fricción adimensionales que corresponden a los dos diámetros usados.

Colocando sobre estas curvas un papel transparente, se empieza a calcar de izquierda a derecha, esto es, empezando por el final de la tubería, correspondiente a $X/L = 0{,}0$ hasta el final del primer tramo de Ø 40 mm ($X/L = 0{,}5$). A continuación se desplaza verticalmente el transparente hasta hacerlo coincidir en el $X/L = 0{,}5$ con la curva de Ø 50 mm. Se calca la parte de esta curva desde ese punto hasta $X/L = 1$. Siguiendo este procedimiento se obtiene la Figura 19.11 que representa la curva de fricción adimensional de la tubería terciaria que alimenta a la subunidad trapezoidal. La ordenada de esta curva en $X/L = 1$ nos sirve para obtener la pérdida de carga que se produce en la tubería terciaria. En el caso que nos ocupa:

$$\frac{H_f}{L/100} * 10 = 30{,}70 \quad \text{por lo que} \quad H_f = \frac{30{,}70}{10}\,\frac{50}{100} = 1{,}54 \text{ mca}$$

Este resultado coincide con el obtenido mediante cálculo numérico.

Si se obtiene la ordenada media de esta curva adimensional y a partir de ella se lleva en vertical y a escala la presión media de entrada en los laterales, se podrá situar el perfil del terreno, también a escala, con lo que habremos transformado esta curva de fricción en la piezométrica de la tubería, pudiendo entonces medir a escala todas las restantes presiones que definirán el funcionamiento de la subunidad de riego. Ver paso vii del epígrafe 19.2.1.

Para entrar datos al gráfico el cambio de escala en ordenadas será:

$$\frac{10}{L/100} * \text{dato a entrar}$$

Para obtener resultados el cambio será la inversa de la anterior.

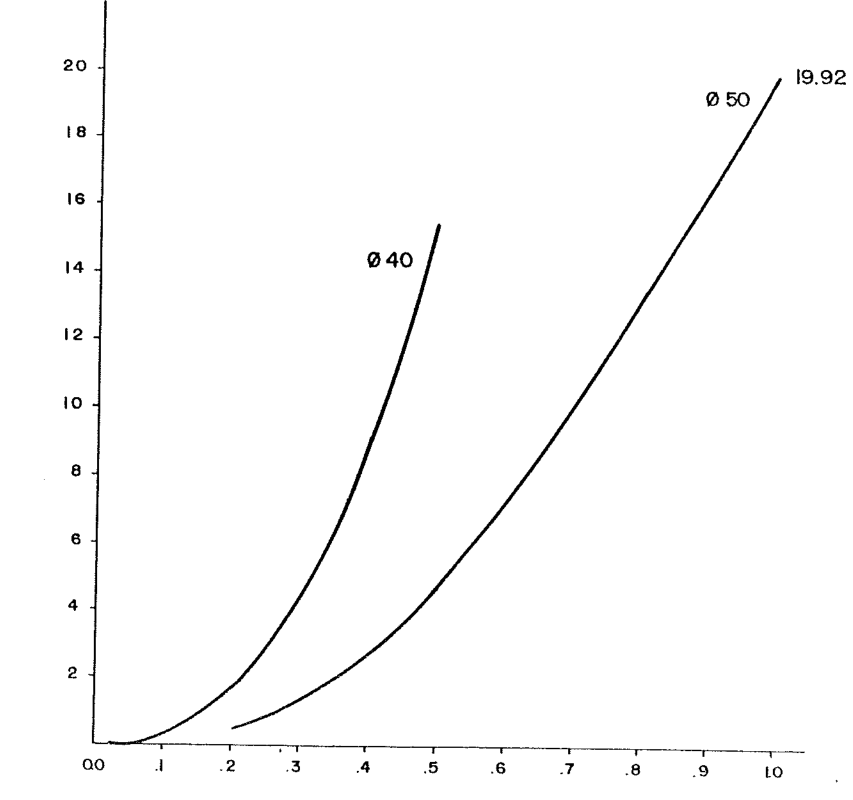


Fig. 19.10 Curvas de fricción correspondientes a los diámetros Ø 40 mm y 50 m.

19.3.3 Diseño de tuberías terciarias con varios diámetros en subunidades no rectangulares

El método a seguir para diseñar una terciaria con varios diámetros que alimente una subunidad de riego no rectangular, es muy similar al de las unidades rectangulares. Pero en este caso no se podrán usar los ábacos 6 al 14, sino que previamente habrá que dibujar las curvas de fricción adimensionales correspondientes a los diámetros a usar.

1.er paso: hallar el diámetro mayor a utilizar en la terciaria según sea

— Para tubería terciaria horizontal y en contrapendiente

$$\frac{(10Y_1 - 10Y_{0,9})\,JF'}{0{,}1} = j = \frac{10\,(\Delta H_m)_a}{L/100}$$

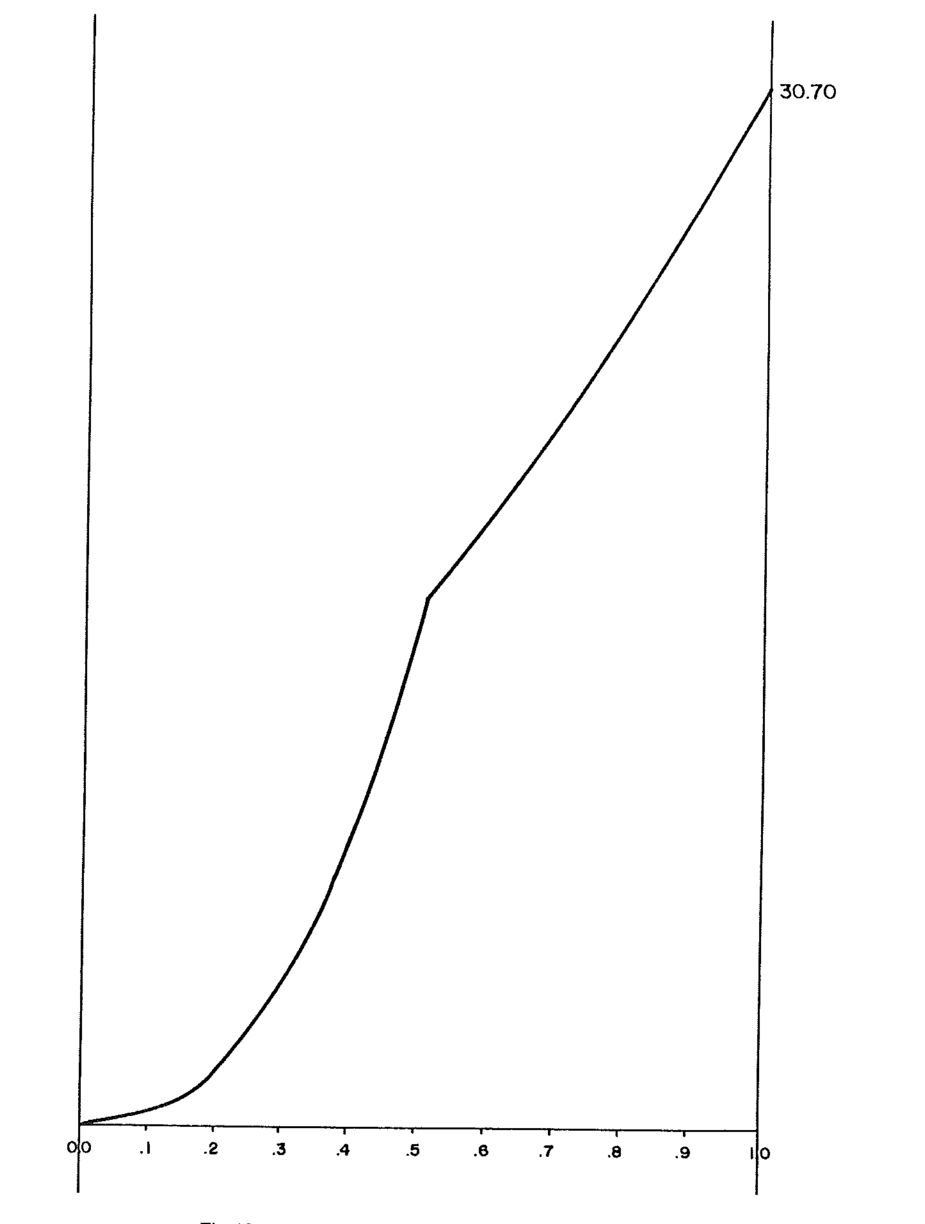


Fig. 19.11 Curva de fricción de la terciaria del ejemplo 2.

y como:

$$J = K\frac{Q_m^{1,75}}{D_i^{4,75}}$$

$$D_i = \left(\frac{45{,}1\ (10Y_1 - 10Y_{0,9})\ F'Q_m^{1,75}L}{0{,}1 * 10 * 100\ ((\Delta H_m)_a - \Delta\ EL)}\right)^{1/4,75} \qquad (19.30a)$$

siendo:

$10Y_1$ y $10Y_{0,9}$ los factores que multiplican a JF' para $X/L = 1$ y 0,9 respectivamente, en función de S_f y N (Tabla 19.3).

— Para tubería a favor de la pendiente $S < 0$ y $|s| < 3j$

$$\frac{(10\ Y_1 - 10Y_{0,9})\ JF'}{0{,}1} = j + 0{,}855$$

$$D_i = \left(\frac{45{,}1\ (10Y_1 - 10Y_{0,9})\ F'Q_m^{1,75}L}{0{,}1 * 10 * 100\ ((\Delta H_m)_a + 0{,}85\ \Delta EL)}\right)^{1/4,75} \qquad (19.30b)$$

— Para tubería $S < 0$ y $|s| \geq 3j$

$$\frac{(10Y_1 - 10Y_{0,9})\ JF'}{0{,}1} = s$$

$$D_i = \left(\frac{45{,}1\ (10Y_1 - 10Y_{0,9})\ F'Q_m^{1,75}L}{0{,}1 * 10 * 100\ \Delta EL)}\right)^{1/4,75} \qquad (19.30c)$$

En todas ellas Q_m se expresa en l/h; $(\Delta H_m)_a$ y ΔEL en m y D_i en mm. ΔEL se utilizará en valor absoluto y será igual a

$$\Delta\ EL = S\frac{L}{100}$$

2.° paso: Determinar cuatro valores de JF' para Q_m, usando el diámetro inmediatamente superior en la escala comercial al obtenido en el paso número uno, y los cuatro que le siguen descendentes. Si los ábacos para calcular J no llegan al valor de Q_m, hay que escoger el valor de J_x correspondiente al mayor caudal Q_x que figura en la tabla y se extrapola como sigue:

$$J = J_x\left(\frac{Q_m}{Q_x}\right)^{1,75} \qquad (19.31)$$

3.er paso: Hallar los factores $10Y$ por los que se deberán multiplicar los JF' obtenidos para poder dibujar el juego de curvas de fricción adimensionales correspondientes a los diámetros elegidos. Estos valores $10Y$ se hallarán como ya se ha indicado en el epígrafe 19.3.2.1.

Se puede prescindir de aquellos valores que corresponden a velocidades del fluido superiores a las admitidas. Se recuerda que para este tipo de tuberías no debe pasarse de 2,5 m/s.

4.° paso: Determinar la relación

$$j = \frac{10\,(\Delta H_m)_a}{L/100} \qquad (19.32)$$

que es el gradiente de pérdida de carga permitido en la tubería cambiando de escala y que podrá representarse, en ordenadas, en el gráfico anterior. Se recuerda que:

$$JF' = \frac{H_f}{L/100}$$

Hacer también

$$s = \frac{10\,\Delta EL}{L/100} \qquad (19.33)$$

5.° paso: Colocar un transparente sobre el gráfico de curvas de fricción obtenido en el paso tercero. Trazar el eje de ordenadas y la vertical para X/L.

6.° paso (Figura 19.12): Variante a): para tuberías terciarias horizontales, trazar una recta desde el origen al punto de ordenadas $(1; j)$. j tendrá el valor calculado en el cuarto paso. Dibujar una segunda recta paralela a la anterior y que pase por el punto $(1; 0{,}9j)$

Variante b): para tuberías en pendiente positiva, dibujar la línea del terreno llevando s directamente en ordenadas para $X/L = 0$, y uniendo este punto con el $(1; 0)$. Trazar, además, una recta desde $(0; j)$ hasta $(1; j)$.

Variante c): para tuberías en pendiente negativa y $|s| \geq 3j$, dibujar una recta desde el punto $(0; 0)$ hasta el $(1; s)$ que representa el perfil del terreno. Trazar una segunda línea paralela a la anterior y que pase por el punto $[1; (j + s)]$. Considerar s en valor absoluto.

Variante d): para tuberías en pendiente negativa con $|s| < 3j$, dibujar una recta desde el punto $(0; 0{,}15\,s)$ al $[1; (j + s)]$. Trazar una segunda línea paralela a la anterior que pase por el punto $[1; 0{,}9\,(j + s)]$. Considerar s en valor absoluto.

7.° paso: Es lo mismo que el quinto descrito en el epígrafe 19.2.2.1.

Ejemplo 5.

Se pretende diseñar una tubería terciaria en LDPE de P_n 0,4 MPa que cumpla con las siguientes características:

Diferencia máxima de presiones permitida en la terciaria: 2,5 mca.
Longitud de la terciaria: 200 m.
Pendiente del terreno sobre el que descansa: –1,5%.
Separación entre los laterales que alimenta: 4 m.
Caudal de entrada en el primer lateral: 700 l/h.
Caudal de entrada en el último lateral: 100 l/h.
Presión media necesaria a la entrada de los laterales: 13 mca.

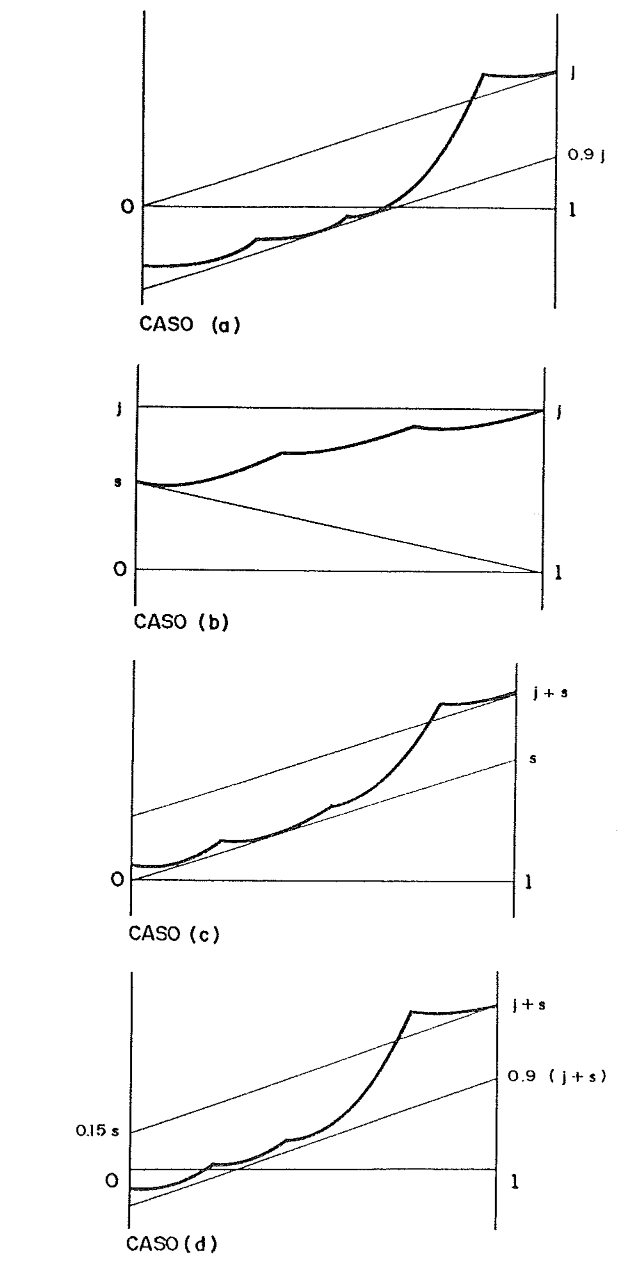


Fig. 19.12 Subunidades no rectangulares. Paso 6.°

Los cálculos previos a realizar antes del proceso gráfico serán:

Número de laterales que alimenta: $N = L / S_l = 200/4 = 50$.

Caudal de entrada en la terciaria:
$Q_m = N * (q_l + q_N) / 2 = 40 * (700 + 100) / 2 = 20.000$ l/h.
Diferencia de cota entre los extremos de la terciaria:
$\Delta EL = S\ L/100 = -1,5 * 200/100 = -3,00$ m.
Tolerancia de presiones en la terciaria cambiada de escala:
$j = 10(\Delta H_m)_a / (L/100) = 25/2 = 12,50$.
Desnivel de la terciaria cambiado de escala:
$|s| = 10\ |\Delta EL| / (L/100) = 30/2 = 15$.

Como se cumple que $|s| < 3j$ se seguirá el apartado **d** del 6.º paso.

$$s + j = 15 + 12,50 = 27,50$$
$$0,9\ (s + j) = 27,50 * 0,9 = 24,75$$
$$0,15 * s = 2,25$$
$$H'_A = 10h_l / (L/100) = 130/2 = 65$$

Como se trata de $S < 0$ y $|s| < 3j$, para obtener el diámetro mayor se aplicará la ecuación (19.30b)

$$D_i = \left(\frac{45,1\ (10 - 5,83)\ 0,260 * 20000^{1,75} * 200}{0,1 * 10 * 100\ (2,5 + 0,85 * 3)} \right)^{1/4,75} = 71,70 \text{ mm}$$

De acuerdo con los caudales de entrada del primer y último lateral, se tendrá

$$S_f = \frac{2q_N}{q_1 + q_N} = \frac{2 * 100}{700 + 100} = 0,25$$

y $F'\ (50; 0,25) = 0,260$. En los ábacos se obtiene:

J (79,2; 20000) = 1,521 m/100 m $JF' = 0,396$.
J (66; 20000) = 3,652 m/100 m $JF' = 0,950$.
J (55,4; 20000) = 8,483 m/100 m $JF' = 2,206$.
J (44; 20000) = 25,791 m/100 m $JF' = 6,706$.
J (35,2; 20000) = 75,992 m/100 m $JF' = 19,758$.

Con los resultados de la Tabla 19.5 se han dibujado las curvas de la Figura 19.13 y se han seguido los pasos 5 y 6, variante d), obteniendo la Figura 19.14.

Esta tubería queda definida como sigue:

$L_1 = X/L * L = 0,445 * 200 = 89 \approx 88$ m de Ø 40 mm.
$L_2 = X/L * L - L_1 = 0,60 * 200 - 88 \approx 32$ m de Ø 50 mm.
$L_3 = X/L * L - L_1 - L_2 = 0,815 * 200 - 120 \approx 44$ m de Ø 63 mm.
$L_4 = L - L_1 - L_2 - L_3 = 200 - 164 = 36$ m de Ø 75 mm.

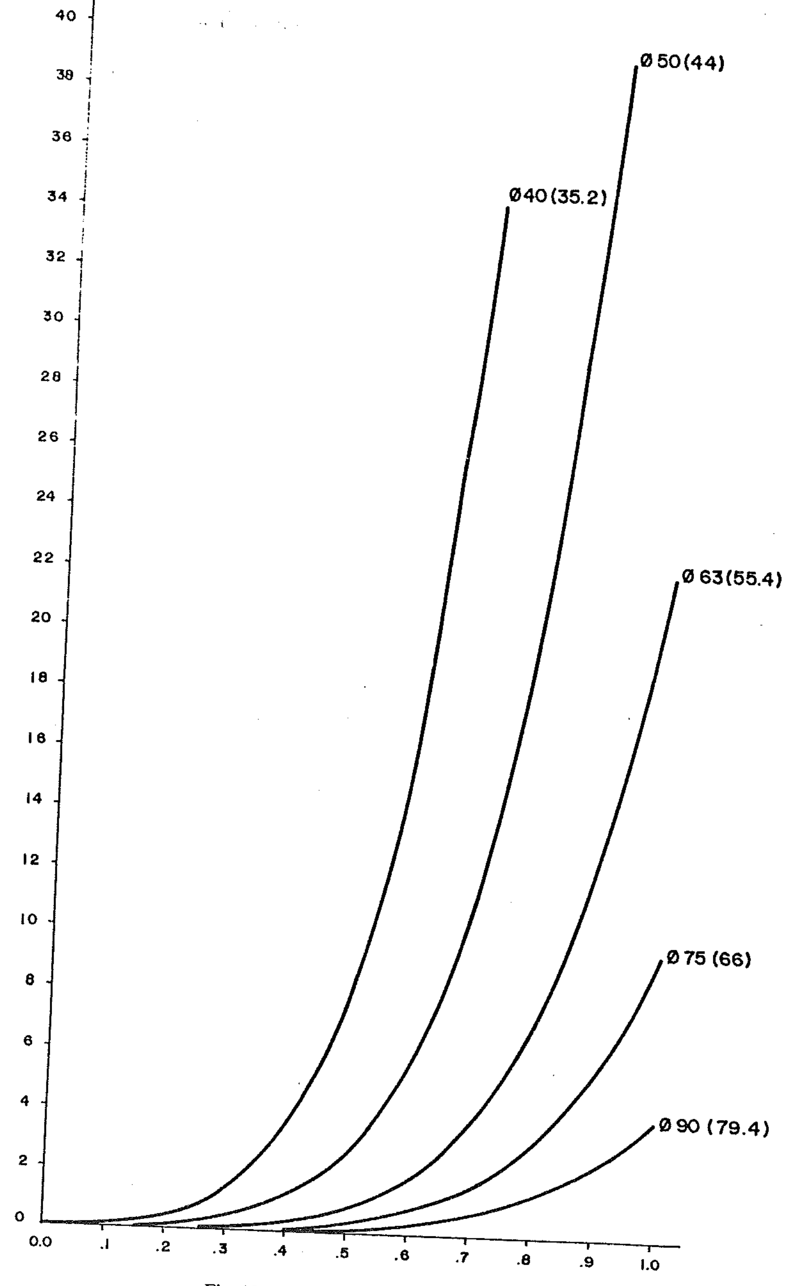


Fig. 19.13 Curvas de fricción del ejemplo 5.

Tabla 19.5 Coordenadas de las curvas de fricción del ejemplo 5

X/L	10*Y*	10*YJF'*				
		Ø$_i$ 79,2 mm	66 mm	55,4 mm	44 mm	35,2 mm
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,10	0,00	0,00	0,00	0,01	0,02	0,06
0,20	0,02	0,01	0,02	0,04	0,13	0,38
0,30	0,07	0,03	0,06	0,15	0,44	1,31
0,40	0,18	0,07	0,17	0,39	1,18	3,49
0,50	0,41	0,16	0,39	0,91	2,76	8,13
0,60	0,87	0,35	0,83	1,93	5,87	17,28
0,70	1,74	0,69	1,65	3,83	11,65	34,32
0,80	3,26	1,29	3,10	7,19	21,86	
0,90	5,83	2,31	5,54	12,86		
1,00	10,00	3,96	9,50			

A continuación se determinará la ordenada media de la curva de fricción que, en este caso, valdrá 7,52. Se han medido 10 ordenadas repartidas uniformemente a lo largo de la tubería.

A partir de esta ordenada media, se han llevado hacia abajo en vertical 20 unidades, guardando otras 45 que equivalen a h_l cambiada de escala, y por el extremo inferior se ha trazado una recta horizontal que será la ordenada media del terreno, dibujando éste seguidamente.

Midiendo sobre la Figura 19.14, finalmente, se han obtenido los siguientes resultados:

$\Delta H_m = \Delta H'_m * L/1000 = 9{,}70 * 0{,}20 = 1{,}94$ mca $< (\Delta H_m)_a = 2{,}5$ mca.
$H_m = H'_m * L/1000 = (26{,}60 + 45) * 0{,}20 = 14{,}32$ mca.

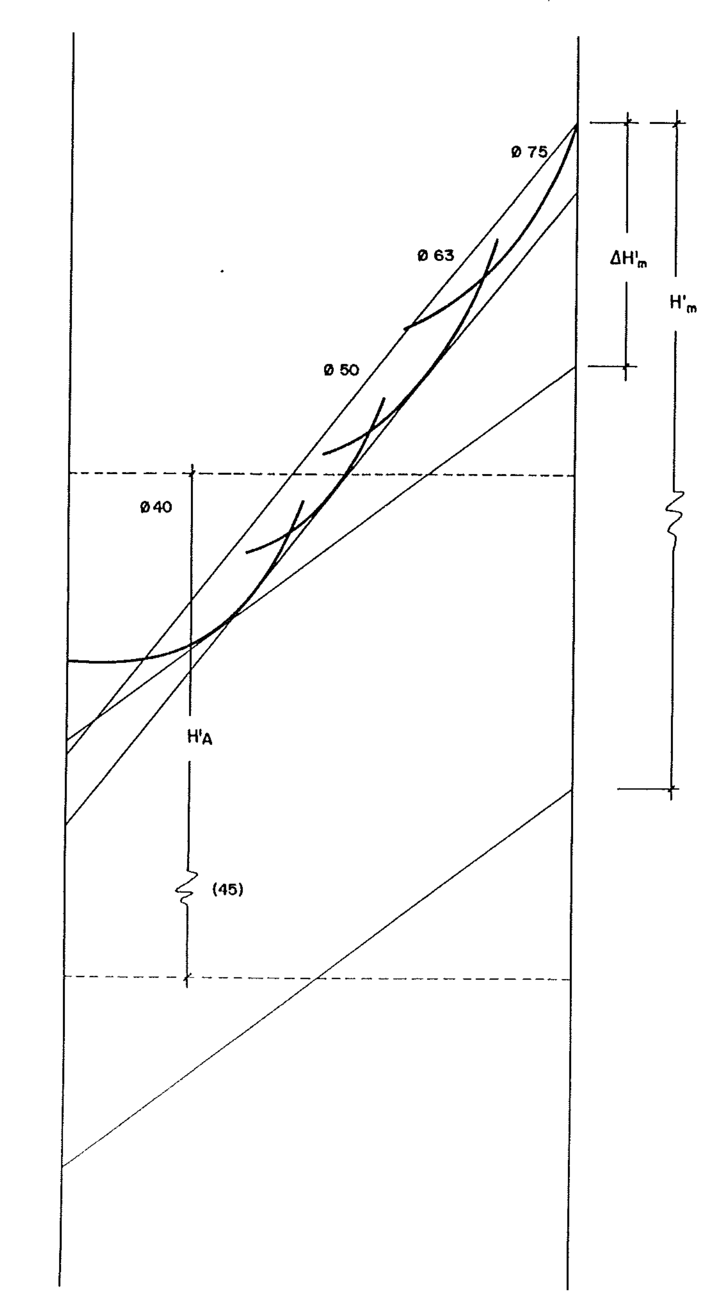


Fig. 19.14 Terciaria en subunidad no rectangular del ejemplo 5.

20 Cálculo y diseño de tuberías secundarias y primarias

20.1 Cálculo

Los cálculos desarrollados hasta ahora habrán servido para determinar la presión necesaria a la entrada de la subunidad, H_m, y su caudal, Q_m.

Si como es frecuente, para regular la presión de entrada se usa un regulador de presión, al valor de H_m habrá que incrementarle la pérdida de carga intrínseca del regulador y su factor de seguridad para obtener la presión mínima necesaria en el punto de conexión con la tubería secundaria y el factor de seguridad. Si existe cualquier otra pieza especial (válvula compuerta, regulador de caudal, elevadores, alargaderas o aros, etc.), habrá que tener en cuenta las pérdidas de carga que todas estas piezas especiales introducen en la conducción.

La unidad de riego, como ya se ha dicho, será la superficie dominada por las distintas subunidades de riego, alimentadas desde un mismo punto y unidas por tuberías secundarias.

Conocidos la presión necesaria en la conexión de cada terciaria a la tubería secundaria y el caudal Q_m en ese punto, se podrá saber qué caudales deben pasar por la secundaria y así obtener los diámetros y pérdida de carga que se producen en cada tramo. Conociendo el perfil longitudinal del terreno sobre el que se asienta la tubería se podrá determinar el caudal y presión de entrada necesarios en la secundaria.

En la entrada de estas tuberías se suele situar un mecanismo de control, ya sea de caudal o de tiempo, para manejo del riego, según el nivel de automatización de la instalación.

En la primera parte de este libro se señalan y describen los distintos niveles de automatización posibles en una instalación de riego localizado. Según el tipo de automatismo, la posición de entrada de las subunidades de riego puede venir condicionada.

En todo caso, y a este nivel de cálculo, se seleccionará el mecanismo de control del que deberá conocerse su pérdida de carga intrínseca en función de su diámetro y del caudal de entrada en la unidad de riego (curvas pérdida de carga-caudal, a suministrar por el fabricante del aparato de control) y conociendo la dosis de riego en volumen o tiempo de aplicación, se seleccionará la capacidad de medición (volumen o tiempo).

Conocida la pérdida de carga en el aparato de control (punto de conexión de tubería primaria con secundaria) se podrá determinar la presión necesaria a la entrada de la unidad de riego.

Para facilitar el cálculo de las tuberías secundarias, podría ordenarse en un cuadro cuyas casillas serían:

Tabla 20.1 Modelo para cálculo de pérdidas de carga

Tramo	Caudal (l/h)	L m	Di mm	J m/100 m	Pérdida de carga. Piezas especiales mca	Hf mca
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)

En (1) se pondrá por tramos cada una de las tuberías secundarias. En (2) el caudal que debe pasar por cada tramo. En (3), la longitud del tramo. En (4), el diámetro interior de la tubería elegido para dicho tramo (si se desea también puede ponerse el exterior). En (5) se pondrá, de acuerdo con el diámetro y el caudal, el gradiente de pérdida de carga obtenido en las tablas o ábacos correspondientes.

En (6) figurará la suma de las pérdidas de carga unitarias de las piezas especiales ΣH_e, que existen en el tramo. Si se expresara en función de longitud equivalente se pondrá dicha longitud (ΣL_e).

En (7) se calculará H_f mediante:

$$H_f = J \frac{L}{100} + \Sigma H_e \qquad (20.1a)$$

o bien:

$$H_f = J \frac{L + \Sigma L_e}{100} \qquad (20.1b)$$

A continuación podría utilizarse el siguiente cuadro con las casillas correspondientes:

Tabla 20.2 Modelo para determinación de presiones

Punto	Desde a	Presión de entrada mca	H_f mca	ΔEl m	Presión en el punto (3)+(4)+(5)	Presión mínima H_m (mca)	(6) + (7) mca
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	

En (1) se pondrán los puntos que corresponden a los cambios de tramo señalados en el cuadro anterior, empezando por el de entrada en la tubería secundaria, dando el valor 0 a la presión correspondiente a esta entrada. En (2), el tramo desde el principio hasta el final. En (3), el valor de la presión de entrada empezando por 0 y arrastrando la calculada en la línea anterior. En (4) se pondrá la H_f calculada en el cuadro anterior. En (5), la diferencia de cota entre los extremos del tramo. Se considerará (+) si el agua va en contrapendiente y (–) si va a favor de la pendiente. (6) será el resultado de sumar (3) + (4) + (5), poniendo en (5) el signo correspondiente. Por último, en (7) figurará la presión H_m necesaria a la entrada de cada subunidad de riego. Si todas las subunidades de riego tuvieran la misma presión de entrada H_m, el valor más alto de (6) señalaría el punto crítico a partir del cual se deberían recalcular todas las presiones, pero considerando ahora como presión de entrada el valor obtenido en (6) para el punto crítico más la H_m correspondiente. Para este recálculo H_f se restará y ΔEl se considerará con el signo contrario, o sea (+) cuando se va a favor de la pendiente y (–) en contra. En el punto crítico, en la columna (6) figurará el valor de H_m. Aquellos puntos en que el valor de (6) sea superior a (7) podrá tantearse una reducción del diámetro para aumentar H_f, o bien se tendrá que absorber la sobrepresión por un regulador de presión que se instala a la entrada de la subunidad o una válvula compuesta.

Si, como es normal, la presión de entrada en las subunidades es distinta, el punto crítico será aquel en que (6) + (7) sea máximo. A continuación se recalculará como ya se ha explicado.

Las unidades de riego estarán conectadas entre sí por las tuberías primarias.

Las unidades de riego que han de funcionar simultáneamente y que, por tanto, van a constituir una unidad operacional de riego, se situarán de tal forma, a lo largo de la tubería primaria, que se consigan los mínimos caudales de paso por tramos.

El cálculo se hará por tramos, considerando las distintas unidades operacionales de riego, siguiendo el mismo procedimiento señalado para el cálculo de las tuberías secundarias.

20.2 Diseño

Siempre se procurará que el recorrido de estas tuberías sea el mínimo posible. Establecidas las distintas subunidades de riego, el origen de la red y el grado y tipo de automatismo, se ha de conseguir unir aquéllas con el origen, respetando los pasos singulares y teniendo en cuenta las futuras labores culturales. El grafos óptimo de la red será aquel que cumpliendo con los requisitos anteriores sea el más corto. Para ello, puede usarse el algoritmo de Kruskal, el método de Girette o cualquiera otro de los que vienen utilizándose para trazado de redes de riego por aspersión y que, por tanto, no se van a incluir aquí.

Para optimizar el coste de la red y de su explotación deben distinguirse dos casos:

a. Cota piezométrica de entrada en finca conocida. Es el caso de presión natural suficiente o cuando la instalación va a conectarse a una red con caudal y presión conocidos y/o limitados.

b. Cota piezométrica de entrada desconocida. Que es cuando se tiene la necesidad de estación de bombeo.

20.2.1 Cota piezométrica conocida

Si se conoce la presión disponible en cabeza, H_{ca}, se podrán calcular las presiones estáticas en cada punto de la red que valdrán:

$$H_{ei} = H_{ca} + Z_i \qquad (20.2)$$

H_{ei} La presión estática en el punto i.
Z_i Es la diferencia de cota geométrica entre el punto i y el origen.

La presión estática, prescindiendo de las posibles sobrepresiones debidas al golpe de ariete, es la máxima que puede producirse en cada punto, por lo que se procederá a timbrar cada tramo de tubería, considerando su presión de trabajo como la máxima que se produce en los dos puntos que lo delimitan. Conociendo las velocidades máximas y mínimas y el caudal que debe circular por cada tramo, se podrá obtener el diámetro máximo y mínimo sin más que recordar que:

$$Q = v \frac{\pi D^2}{4}; \qquad D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi v}}$$

Si Q se expresa en l/s y v en m/s, para obtener D directamente en mm la expresión a usar será:

$$D = \sqrt{\frac{4 * 10^3 Q}{\pi v}} \qquad (20.3)$$

También se conocerán las presiones necesarias en las tomas de las subunidades. Por ello, se podrán reducir los diámetros que cumplan la condición de presión exigida en las acometidas y las velocidades máximas admitidas. Para tener un criterio de selección de los tramos que se han de cambiar los primeros, se necesita un indicador que señale aquellos que resulten más interesantes, por ser los que, sin aumentar demasiado las pérdidas de carga, reducen más el coste de la instalación. Este indicador se toma de una representación gráfica de cada distribución, llevando en ordenadas el presupuesto de cada tramo para el diámetro mayor (velocidad mínima), y en abscisas, la pérdida de carga correspondiente. Se representa, también, el diámetro inmediato inferior (presupuesto y pérdida de carga). El indicador será:

$$[tg\ \alpha_i]_R^S = \frac{P(R) - P(S)}{J(R) - J(S)} \qquad (20.4)$$

en donde en el tramo i

$$[tg\ \alpha_i]_R^S$$

es la tangente que se producirá al cambiar el diámetro mayor R por el inmediatamente inferior S; $P(R)$ y $P(S)$ son los precios unitarios de los diámetros R y S, y $J(R)$ y $J(S)$ son las pérdidas de carga unitarias de los diámetros R y S con el caudal que circula por el tramo. De esta forma se calculan todas las tangentes y se ordenan de mayor a menor en valor absoluto, con lo que se obtiene, por ejemplo:

$$|\,tg\ \alpha_3| > |\,tg\ \alpha_1| > |\,tg\ \alpha_{n-1}| > \ldots > |\,tg\ \alpha_{n-5}| \qquad (20.5)$$

siendo n el número total de tramos.

Cada uno de esos valores es el índice que nos representa la conveniencia de efectuar en los tramos correspondientes el cambio de un diámetro por el inmediato inferior, cambio que podrá hacerse o no según dispongamos de sobrante de presión o no en los tramos situados aguas abajo del que consideremos. Para poder juzgar esta situación es necesario que cada tangente vaya acompañada del valor que representa el incremento de pérdida de carga $(DPC_i)_R^S$ que se produce al efectuar el cambio indicado por la tangente.

Este valor se calcula por la fórmula:

$$(DPC_i)_R^S = [J(S) - J(R)]\ L_i \qquad (20.6)$$

en la cual $J(R)$ y $J(S)$ tienen el mismo significado que en (20.4) y L_i es la longitud del tramo considerado.

Si partimos ahora de una red con H_{ca} conocida en la que se han colocado en todos y cada uno de los tramos las tuberías de mayor diámetro posible, de acuerdo con los límites de velocidad de circulación del agua prefijados, obtendremos una primera configuración que será la de mayor presupuesto y la que nos suministrará una mayor presión en los nudos de la red, es decir, la que hará máximos todos los valores de $DIFE(i)$, siendo $DIFE(i)$ la diferencia entre la presión calculada, $H_{ca}(i)$, para la acometida i y la presión mínima necesaria en ella, H_m. En principio vamos a suponer que todas estas $DIFE(i)$ son positivos, ya que si alguno de estos valores es negativo, quiere decir que la H_{ca} prefijada es insuficiente para satisfacer las necesidades de presión de alguno o algunos puntos de la red, en cuyo caso, o bien aumentamos el valor de H_{ca}, o bien disminuimos la exigencia de presión $H_m(i)$, en los nudos en que aquello ocurra. En estas condiciones el proceso de optimización consiste en ir disminuyendo paso a paso los diámetros, de tal manera que consigamos obtener la configuración que cumpliendo con la condición de que $DIFE(i)$ sea siempre mayor o igual que cero, obtengamos sus valores mínimos que harán, asimismo, que el presupuesto de la red sea mínimo.

Para ello empezaremos por considerar el tramo de la red que nos indique la mayor tangente de (20.5), por ejemplo $tg\ \alpha_3$ y veremos si tanto en su nudo de cola como en todos los nudos que están situados aguas abajo de dicho tramo y que dependen de él, existe sobrante de presión. Si ocurre así, compararemos el menor de dichos sobrantes al que llamaremos $DIFMI(i)$, con el valor $(DPC_i)_R^S$ correspondiente a la tangente elegida. Pueden ocurrir tres casos:

a. Que $DIFMI(i)$ sea igual a cero, en cuyo caso no se puede efectuar el cambio indicado por la tangente, ya que si se efectuara habría una disminución de presión en todos los nudos dependientes de valor $(DPC_i)_R^S$ y, por consiguiente, la nueva $DIFE(i)$ en ese nudo en que antes era cero tomará valor negativo.

b. Que $DIFMI(i)$ sea mayor que $(DPC_i)_R^S$. En este caso sí se puede efectuar el cambio del diámetro R por el S en todo el tramo, con lo cual las presiones en todos los nudos dependientes habrán disminuido y su valor será:

$$H'_{ca}(i) = H_{ca}(i) - (DPC_i)_R^S \qquad (20.7)$$

e igualmente ocurrirá con las diferencias, que tomarán los nuevos valores:

$$DIFE'(i) = DIFE(i) - (DPC_i)_R^S \qquad (20.8)$$

c. Que $DIFMI(i)$ sea mayor que cero y menor que $(DPC_i)_R^S$. En este caso no podemos cambiar el tramo completo, ya que obtendríamos al menos un $DIFE(i)$ negativa, pero sí podemos cambiar una longitud parcial del tramo, de tal forma que

el incremento de pérdida de carga producido por dicho cambio sea precisamente igual a $DIFMI(i)$, con lo que ocurrirá que:

$$H'_{ca}(i) = H_{ca}(i) - DIFMI(i) \qquad (20.9)$$

$$DIFE'(i) = DIFE(i) - DIFMI(i) \qquad (20.10)$$

Esta longitud viene dada por la expresión:

$$L'_i = \frac{DIFMI(i)}{(DPC_i)_R^S} L_i \qquad (20.11)$$

Terminada esta primera exploración de la red, continuaremos examinando ordenadamente toda la tabla de tangentes, efectuando los cambios de diámetros que sean posibles, hasta agotar completamente dicha tabla, en cuyo momento se habrá obtenido la distribución de diámetros en la red que hacen que su presupuesto sea el mínimo para las condiciones previamente establecidas.

Existen programas de ordenador que desarrollan este proceso de optimización.

20.2.2 Cota piezométrica desconocida

Este es el caso típico que se presenta cuando se ha de alcanzar la cota piezométrica necesaria mediante una estación de bombeo.

Se describe con detalle a continuación un método que puede usarse para determinar los diámetros de las tuberías primarias y secundarias de la instalación.

El método da resultados que la práctica ha revelado como aceptables para redes localizadas en terrenos de poca pendiente.

Para la aplicación de este método se usarán los ábacos números 15 al 23 del apéndice C, construidos para este fin, en donde se ha considerado:

C_{cv} coste por caballo de vapor útil necesario en la elevación = 25.000 pesetas/CV y año.
CRF factor de amortización del capital = 0,100.
Precio tubo de PVC: 550 ptas/Kg.
Precio tubo de PE de baja densidad: 600 ptas/Kg.
Precio tubo de PE de alta densidad: 700 ptas/Kg.

Este método consiste en minimizar la suma de los costes de instalación y de funcionamiento.

Los ábacos se han construido por el siguiente procedimiento:

Se quiere definir, por ejemplo, la recta que separa el uso de los diámetros Ø 50 mm y Ø 63 mm, de tubería de LDPE con P_n = 0,63 MPa. Sus diámetros interiores son, respectivamente, 40,8 y 51,4 mm. Sus pesos son de 61,02 y 96,93 Kg/100 m de tubería, respectivamente (Tabla 20.3).

Tabla 20.3 Peso de tubería en kg/100 m

Diámetro nominal (mm)	LDPE (PE 32)			HDPE (PE 50A)			PVC		
	Presión nominal MPa			Presión nominal MPa			Presión nominal MPa		
	0,4	0,63	1,0	0,4	0,63	0,10	0,4	0,63	0,10
20		10,52	14,07			10,63			
25	13,44	15,25	21,99		13,58	15,42			16,17
32	17,53	24,66	35,48		17,72	24,92			24,93
40	26,37	39,24	55,44	22,44	26,65	39,66		31,54	33,20
50	41,20	61,02	86,89	28,35	41,64	61,67		39,79	52,40
63	65,73	96,93	136,69	42,95	66,43	97,97	50,53	53,25	82,56
75	92,69	135,50	194,70	61,75	93,69	136,95	60,43	73,46	117,90
90	133,47	195,97	279,23	89,41	134,91	198,08	72,82	108,11	169,03
110	199,39	292,17	418,67	131,22	201,53	295,31	108,78	156,76	254,52
125	254,26	378,37	539,08	170,38	256,99	382,44	140,47	205,86	327,49
140	319,37	472,35	677,64	214,64	322,81	477,43	176,20	255,57	409,65
160	417,73	620,23	883,63	281,60	422,22	626,90	230,14	334,79	537,89
180	529,27	783,90	1116,91	352,71	534,96	792,33	291,28	424,69	676,10
200	653,99	966,71	1377,49	437,27	661,02	977,11	359,60	525,27	838,38
225	828,43	1224,84		549,58	837,33	1238,01	455,12	661,15	1061,07
250	1017,03	1507,50		681,53	1027,96	1523,71	550,86	812,63	1299,60
280	1277,49	1889,40		850,94	1291,22	1909,72	692,48	1022,27	1638,58
315	1618,85	2393,16		1082,34	1636,25	2418,89	878,16	1290,41	2064,03
355	2058,41			1371,13	2080,54	3078,08	1117,33	1643,81	2620,80
400	2605,65			1738,17	2633,66	3908,44	1420,78	2083,80	3336,93

1.er paso: Se determina la amortización del capital que supone la diferencia de coste de 100 m de ambas tuberías.

$$0{,}100\ (96{,}9 - 61{,}0)\ 600 = 2.154 \text{ ptas}/100 \text{ m}$$

2.º paso: Se calculan los caballos de vapor útiles que es necesario ahorrar para equilibrar el aumento de los costes fijos (amortización calculada).

$$\frac{2.154 \text{ ptas} / 100 \text{ m}}{25.000 \text{ ptas /CV año}} = 0{,}0862 \text{ CV}/100 \text{ m y año de uso}$$

3.er paso: Partiendo de un caudal, se calcula la diferencia de pérdida de carga que debe producirse al usar los dos diámetros adyacentes y que sirva para equilibrar los caballos ahorrados en el paso anterior. Por ejemplo, si elegimos Q = 2 l/s como caudal del sistema.

$$H_f = \frac{0{,}0862 \text{ CV}/100 \text{ m}}{2 \text{ l/s}} = \frac{0{,}0862 * 75 \text{ kg/s} * 100 \text{ m}}{2 \text{ kg/s}} = 3{,}232 \text{ m}/100 \text{ m}$$

4.º paso: Se determina el caudal que produce en ambas tuberías la diferencia de pérdida de carga calculada en el paso anterior.

$$q = \left[\frac{H_f}{K(D_a)^{-n} - K(D_b)^{-n}} \right]^{1/m}$$

en donde la fórmula para calcular

$$J = K \frac{Q^m}{D^n}$$

Si se cuenta con tablas de pérdidas de carga, puede obtenerse q mediante diversas pruebas.

Si q = 1,85 l/s.
J_a = 5,120 para $Ø_i$ 40,8 y
J_b = 1,694 para $Ø_i$ 51,4, por lo que

H_f = 5,120 – 1,694 = 3,426 m/100 m, como este valor es mayor que el obtenido en el 3.er paso, debe disminuirse q, ligeramente.

Para q = 1,80; J_a = 4,876 y J_b = 1,613, de donde H_f = 3,263 m/100 m.

y para q = 1,79; J_a = 4,827 y J_b = 1,597, de donde H_f = 3,230 m/100 m.

que coincide sensiblemente con el dato obtenido en el paso 3.º

5.º paso: En papel log-log se lleva en abscisas el caudal del sistema, 2 l/s, y en ordenadas el caudal determinado en el 4.º paso, 1,79 l/s, obteniéndose un punto de la recta que separa ambos diámetros.

6.º paso: Se repite el proceso para otro caudal del sistema. Uniendo ambos puntos se traza la recta que separa la utilización de los diámetros con los que se ha operado.

7.º paso: Entre todos los diámetros se van dibujando las rectas que separan a cada dos adyacentes. Estas rectas son sensiblemente paralelas y su pendiente coincide con la del exponente del caudal en la ecuación usada para el cálculo del gradiente de pérdida de carga.

8.º paso: Las rectas se terminan en una línea horizontal a trazos obtenida para la velocidad máxima admitida en estas tuberías, que se ha fijado en 2,5 m/s.

Una vez construidos los ábacos correspondientes, de acuerdo con el procedimiento descrito, para su utilización se siguen los siguientes pasos:

1.er paso: Calcular el coste por caballo de vapor útil o neto necesario en la elevación, C_{cv}.

$$C_{cv} = \frac{t_A * \text{coste unitario de energía} * EAE\,(r) * 100}{\text{rendimiento bomba} * \text{CVh/unidad de energía}} \qquad (20.12)$$

siendo:

C_{cv} coste por caballo de vapor útil necesario en la elevación (ptas/CV año).
t_A tiempo de funcionamiento anual de la instalación (h/año).
Coste unitario de energía (ptas/l de gas-oil o ptas/kw-h).
$EAE\,(r)$ Factor de coste equivalente anual de la energía con una inflación, r por ciento (Tablas C. 1).

$$EAE\,(r) = \frac{(1+r)^n - (1+i)^n}{r-i} \quad \frac{i}{(1+i)^n - 1} \qquad (20.13)$$

Rendimiento bomba (%)

CVh/unidad de energía (4 CVh/l de gas-oil o 1,2 CVh/kw-h).

2.º paso: Determinar el factor de ajuste del caudal del sistema, A_f

$$A_f = \frac{KC_{cv}}{CRF * \text{precio tubo/kg}} \qquad (20.14)$$

en donde:

A_f factor de ajuste del caudal del sistema.
K es un coeficiente que vale 0,0022 para PVC; 0,0024 para LDPE y 0,0028 para HDPE, de acuerdo con los datos que se han utilizado para construcción de ábacos.
CRF factor de amortización (Tablas C. 1)

$$CRF = \frac{i\,(1+i)^n}{(1+i)^n - 1} \qquad (20.15)$$

Precio tubo/kg (el que se aplique en el proyecto).

3.er paso: Determinar el caudal del sistema ajustado para el empleo de los ábacos, que se calcula como siguse:

$$Q_s' = Q_s A_f \qquad (20.16)$$

siendo:

Q_s' caudal del sistema ajustado (l/s).
Q_s caudal de entrada en el sistema (l/s).
A_f factor de ajuste antes calculado.

4.º paso: Se entra en el ábaco correspondiente con la abscisa Q_s' calculada y en ordenadas con el caudal que pasa por el tramo del que se quiere conocer el diámetro, el punto así obtenido caerá en una determinada zona que corresponderá al diámetro buscado.

De esta forma se determinan todos los diámetros correspondientes a los tramos en que se han dividido las tuberías primarias y secundarias.

21 Diseño y cálculo de la estación de control

El caudal a tratar en la estación de control será el que corresponda a la mayor unidad operacional de riego y servirá para su cálculo y diseño.

La altura manométrica para definir el grupo de bombeo, o la presión de entrada en finca, se calculará para el caso más desfavorable de todos los posibles en el funcionamiento de cada unidad operacional de riego.

Una vez diseñada la tubería principal y conocida la presión máxima y caudal necesarios a su entrada, podrá pasarse a diseñar el centro de control o cabezal, siguiendo los criterios señalados enla primera parte de este libro.

Se calcularán todas las pérdidas de carga que se van a producir en el centro de control para así, sumándoselas a la presión necesaria calculada a la entrada de la tubería principal, determinar la cota piezométrica de entrada en finca.

Como guía, sin pretender ser exhaustivo, se incluye a continuación una relación de pérdidas de carga que pueden presentarse en un centro de control o cabezal, además de aquellas otras que deberán tenerse en cuenta en esta fase del cálculo.

1. Diferencia máxima de presiones admitidas en los filtros (se entiende que antes de su limpieza).

2. Pérdidas de carga en:

— El equipo de fertilización.
— El contador.
— Válvulas de control y/o compuertas.
— Reguladores de presión situados en el cabezal.
— Filtros de seguridad añadidos en la instalación, ya sea en los laterales o en otras tuberías.
— Reguladores de presión o de caudal situados en la entrada de los laterales.
— Collarines de toma en laterales.
— Elevadores, alargadores o aros de los emisores.

3. Coeficiente de seguridad del 10% sobre todas las pérdidas de carga que se produzcan en la instalación aguas abajo del cabezal.

4. Presión extra para prevenir un posible deterioro de los emisores, de un 10 a un 20% del total necesario.

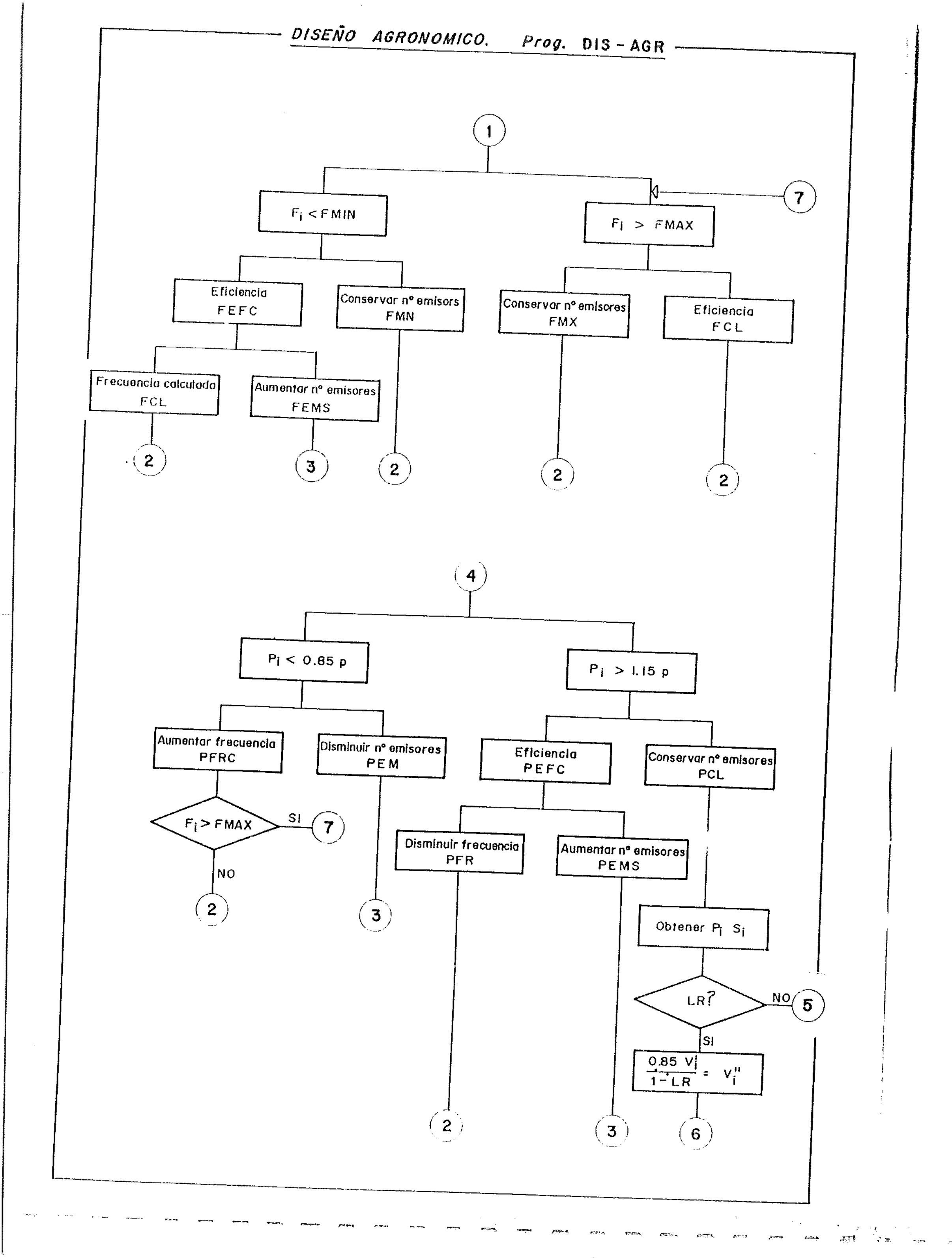
Si la cota piezométrica de entrada es conocida, la presión necesaria a la entrada del centro de control deberá ser menor que ella.

Si es desconocida, la presión de entrada calculada en el centro de control y el caudal mayor necesario servirán para definir el equipo de bombeo.

Apéndices

Apéndice A

Diagrama de flujo del diseño agronómico



Apéndice B

Misceláneas sobre obturaciones

Acroleína. Líquido incoloro, explosivo e irritante a los ojos, que debe ser manipulado cuidadosamente por personal capacitado y debidamente autorizado. Es efectiva para la mayoría de algas y plantas acuáticas, en aguas en movimiento. La concentración depende de la velocidad de flujo y de las especies a tratar, pero suele ser efectiva a concentraciones de 50 ppm o menor. A estas concentraciones es tóxica para la mayoría de los peces, pero no parece presentar problemas de residuos en los cultivos.

Sulfato de cobre. Es una sustancia muy eficaz contra algas. Para la mayoría de las especies basta con concentraciones de 0,1-1,0 ppm. Algunas especies resistentes requieren tratamientos repetidos de 0,5 ppm. Es eficaz tanto en aguas en movimiento como estancadas. Un nivel de 1,0 ppm de sulfato de cobre en el agua de riego es tolerado por la mayoría de los cultivos. En aguas alcalinas el sulfato de cobre puede precipitar. En tales casos suele recomendarse el carbonato básico de cobre.

Estas aplicaciones no son necesarias, normalmente, de forma continua, al menos a las concentraciones más altas. En general basta con aplicaciones cada 4 ó 6 meses, y el resto, mantener niveles bajos. Esto debe tenerse en cuenta, ya que mantener innecesariamente niveles altos puede producir acumulaciones de producto en el suelo a concentración no deseables.

Limpieza a presión. Normalmente se realizan con el agua de riego, a presiones de 3-4 kg/cm^2. Para ello es conveniente disponer de presión extra en la instalación. La presión máxima a aplicar vendrá condicionada por el timbraje de las tuberías y por la resistencia de las conexiones de los laterales y de los propios emisores, sobre todo si son de conexión sobre línea. A veces se recurre a limpiezas con aire a alta presión.

Para que la limpieza sea efectiva la velocidad del agua debe ser alta (0,3 m/s como mínimo). Por ello no se limpia toda la instalación simultáneamente, sino que se divide en sectores. Con este fin es conveniente estudiar, en el momento del diseño de la instalación la posibilidad de dotar el filtrado, conducciones principales y bombeo de un 25-30% de capacidad extra sobre la necesaria.

La limpieza debe comenzar en el cabezal y en la conducción principal, manteniendo cerradas las válvulas de las unidades de riego. Para ello es conveniente instalar válvulas o tapones roscados en los extremos de las tuberías. Una vez limpia la conducción principal se procederá a limpiar individualmente cada unidad de riego. Se comienza por las tuberías secundarias, con las entradas de las subunidades de riego cerradas. Posteriormente se limpiarán las subunidades de riego, una a una o varias simultáneamente, si se dispone de presión sufiente para ello. Se comenzará por las terciarias, se seguirá con las líneas laterales y, finalmente, se permitirá que el agua fluya durante unos cinco minutos por los emisores.

Como medida de precaución, antes de cerrar completamente el extremo de la tubería que se esté limpiando, se abrirá parcialmente el extremo de la tubería si-

guiente en el proceso de limpieza. Con ello se evitarán sobrepresiones en la red. Con el mismo fin, debe comenzarse la limpieza por las partes más bajas y/o alejadas de la toma de agua.

Apéndice C

Tablas y ábacos

Tabla C.1 Indices económicos

Factor	Interés (%)	Años vida útil					
		5	10	15	20	30	40
PW (5%)	7,5	4,440	8,387	11,896	15,015	20,254	24,394
EAE (5%)		1,097	1,222	1,348	1,473	1,715	1,937
CRF		0,247	0,146	0,113	0,098	0,085	0,079
PW (0%)		4,046	6,864	8,827	10,194	11,810	12,594
PW (5%)	9,5	3,840	7,616	10,380	12,622	15,912	18,075
EAE (5%)		1,000	1,213	1,326	1,432	1,618	1,764
CRF		0,260	0,159	0,128	0,113	0,102	0,098
PW (0%)		3,840	6,279	7,828	8,812	9,835	10,247
PW (5%)	12,5	3,890	6,645	8,596	9,978	11,650	12,489
EAE (5%)		1,093	1,200	1,296	1,378	1,500	1,575
CRF		0,281	0,181	0,151	0,138	0,129	0,126
PW (0%)		3,561	5,536	6,633	7,241	7,766	7,928
PW (5%)	14,5	3,700	6,099	7,655	8,664	9,743	10,197
EAE (5%)		1,091	1,192	1,278	1,346	1,438	1,485
CRF		0,295	0,195	0,167	0,155	0,148	0,146
PW (0%)		3,392	5,116	5,992	6,437	6,778	6,866
PW (5%)	17,5	3,441	5,402	6,520	7,156	7,726	7,911
EAE (5%)		1,088	1,181	1,252	1,304	1,363	1,387
CRF		0,316	0,219	0,193	0,182	0,176	0,175
PW (0%)		3,163	4,575	5,206	5,487	5,669	5,705
PW (5%)	20,0	3,247	4,913	5,767	6,205	6,545	6,635
EAE (5%)		1,086	1,172	1,233	1,274	1,315	1,328
CRF		0,334	0,239	0,214	0,205	0,201	0,200
PW (0%)		2,991	4,192	4,675	4,870	4,979	4,997

Tabla C.1 (Continuación)

Factor	Interés (%)	Años vida útil					
		5	10	15	20	30	40
PW (10%)	7,5	4,873	10,339	16,471	23,350	39,724	60,330
EAE (10%)		1,204	1,506	1,866	2,290	3,363	4,790
CRF		0,247	0,146	0,113	0,098	0,085	0,079
PW (0%)		4,046	6,864	8,827	10,194	11,810	12,594
PW (10%)	9,5	4,608	9,322	14,145	19,079	29,291	39,979
EAE (10%)		1,200	1,485	1,807	2,165	2,978	3,901
CRF		0,260	0,159	0,128	0,113	0,102	0,098
PW (0%)		3,840	6,279	7,828	8,812	9,835	10,247
PW (10%)	12,5	4,251	8,051	11,446	14,481	19,617	23,720
EAE (10%)		1,194	1,454	1,726	2,000	2,526	2,992
CRF		0,281	0,181	0,151	0,138	0,129	0,126
PW (0%)		3,561	5,536	6,633	7,241	7,766	7,928
PW (10%)	14,5	4,037	7,340	10,044	12,256	15,548	17,753
EAE (10%)		1,190	1,435	1,676	1,904	2,294	2,586
CRF		0,295	0,195	0,167	0,155	0,148	0,146
PW (0%)		3,392	5,116	5,992	6,437	6,778	6,866
PW (10%)	17,5	3,746	6,439	8,376	9,769	11,490	12,380
EAE (10%)		1,184	1,407	1,609	1,780	2,027	2,170
CRF		0,316	0,219	0,193	0,182	0,176	0,175
PW (0%)		3,163	4,575	5,206	5,487	5,669	5,705
PW (10%)	20,0	3,528	5,811	7,289	8,245	9,265	9,692
EAE (10%)		1,180	1,386	1,559	1,693	1,861	1,940
CRF		0,334	0,239	0,214	0,205	0,201	0,200
PW (0%)		2,991	4,192	4,675	4,870	4,979	4,997

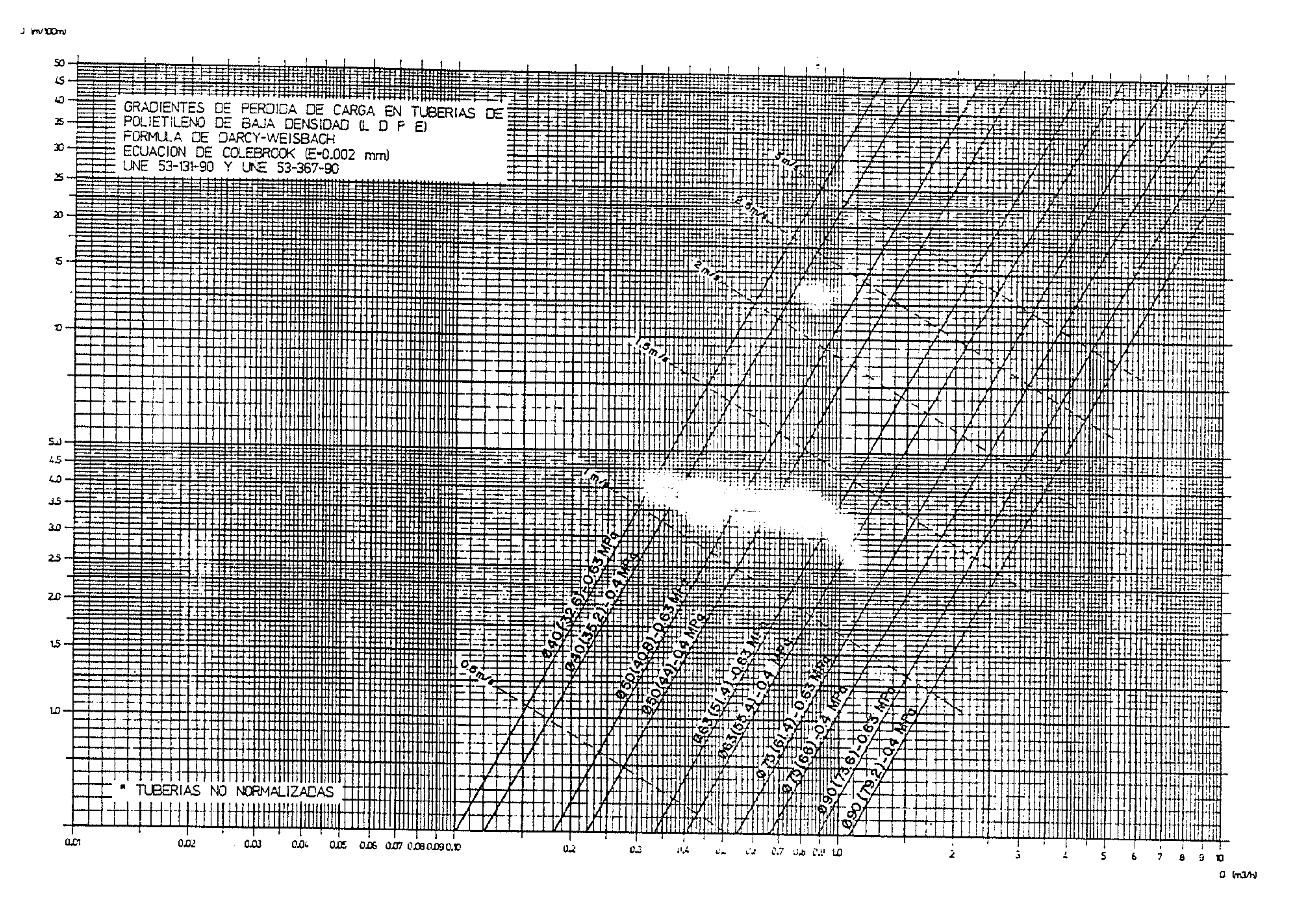
Tabla C.1 (Continuación)

Factor	Interés (%)	Años vida útil					
		5	10	15	20	30	40
PW (15%)	7,5	5,347	12,838	23,334	38,039	87,504	184,598
EAE (15%)		1,322	1,670	2,643	3,731	7,409	14,657
CRF		0,247	0,146	0,113	0,098	0,085	0,079
PW (0%)		4,046	6,864	8,827	10,194	11,810	12,594
PW (15%)	9,5	5,049	11,499	19,740	30,270	60,913	110,936
EAE (15%)		1,315	1,831	2,522	3,435	6,194	10,826
CRF		0,260	0,159	0,128	0,113	0,102	0,098
PW (0%)		3,840	6,279	7,828	8,812	9,835	10,247
PW (15%)	12,5	4,646	9,833	15,621	22,082	37,343	56,355
EAE (15%)		1,305	1,776	2,355	3,049	4,808	7,108
CRF		0,281	0,181	0,151	0,138	0,129	0,126
PW (0%)		3,561	5,536	6,633	7,241	7,766	7,928
PW (15%)	14,5	4,405	8,907	13,509	18,211	27,930	38,081
EAE (15%)		1,299	1,741	2,255	2,829	4,121	5,546
CRF		0,295	0,195	0,167	0,155	0,148	0,146
PW (0%)		3,392	5,116	5,992	6,437	6,778	6,866
PW (15%)	17,5	4,078	7,740	11,029	13,983	19,017	23,078
EAE (15%)		1,289	1,692	2,119	2,548	3,355	4,015
CRF		0,316	0,219	0,193	0,182	0,176	0,175
PW (0%)		3,163	4,575	5,206	5,487	5,669	5,705
PW (15%)	20,0	3,834	6,932	9,437	11,462	14,421	16,355
EAE (15%)		1,282	1,654	2,018	2,354	2,896	3,273
CRF		0,334	0,239	0,214	0,205	0,201	0,200
PW (0%)		2,991	4,192	4,675	4,870	4,979	4,997

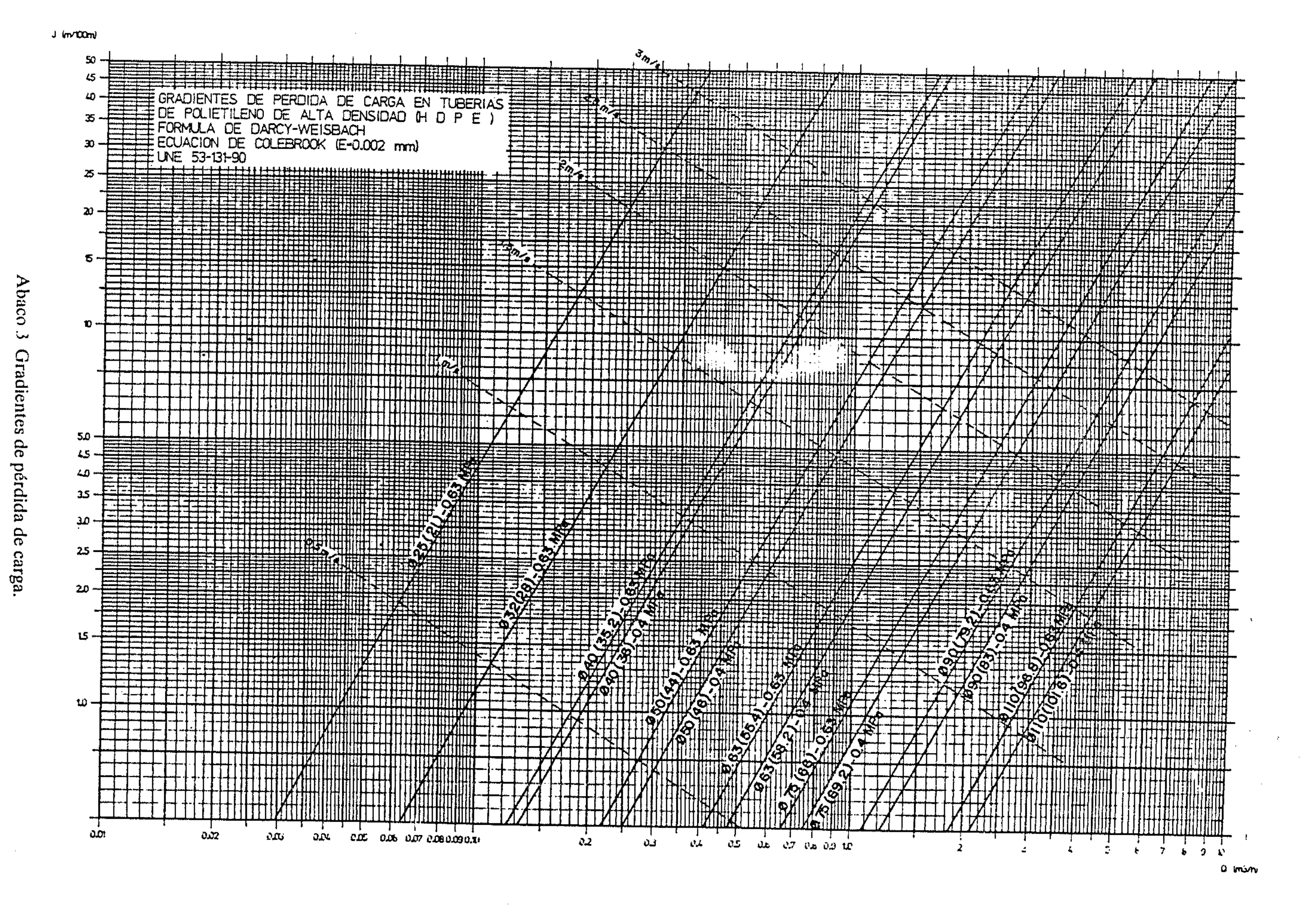
Tabla C.1 (Continuación)

Factor	Interés (%)	Años vida útil					
		5	10	15	20	30	40
PW (20%)	7,5	5,866	16,034	33,656	64,201	208,907	643,630
EAE (20%)		1,450	2,336	3,813	6,298	17,688	51,104
CRF		0,247	0,146	0,113	0,098	0,085	0,079
PW (0%)		4,046	6,864	8,827	10,194	11,810	12,594
PW (20%)	9,5	5,530	14,271	28,087	49,926	139,010	361,580
EAE (20%)		1,440	2,273	3,588	5,665	14,135	35,286
CRF		0,260	0,159	0,128	0,113	0,102	0,098
PW (0%)		3,840	6,279	7,828	8,812	9,835	10,247
PW (20%)	12,5	5,078	12,090	21,772	35,141	79,094	162,900
EAE (20%)		1,426	2,184	3,282	4,853	10,184	20,547
CRF		0,281	0,181	0,151	0,138	0,129	0,126
PW (0%)		3,561	5,536	6,633	7,241	7,766	7,928
PW (20%)	14,5	4,807	10,885	18,570	28,286	56,105	100,577
EAE (20%)		1,417	2,128	3,099	4,394	8,278	14,649
CRF		0,295	0,195	0,167	0,155	0,148	0,146
PW (0%)		3,392	5,116	5,992	6,437	6,778	6,866
PW (20%)	17,5	4,440	9,373	14,854	20,944	35,225	52,853
EAE (20%)		1,404	2,049	2,853	3,817	6,214	9,264
CRF		0,316	0,219	0,193	0,182	0,176	0,175
PW (0%)		3,163	4,575	5,206	5,487	5,669	5,705
PW 20%)	20,0	4,115	8,146	12,093	15,959	23,455	30,645
EAE (20%)		1,391	1,976	2,640	3,352	4,826	6,286
CRF		0,334	0,239	0,214	0,205	0,201	0,200
PW (0%)		2,991	4,192	4,675	4,870	4,979	4,997

Abaco 1 Gradientes de pérdida de carga.



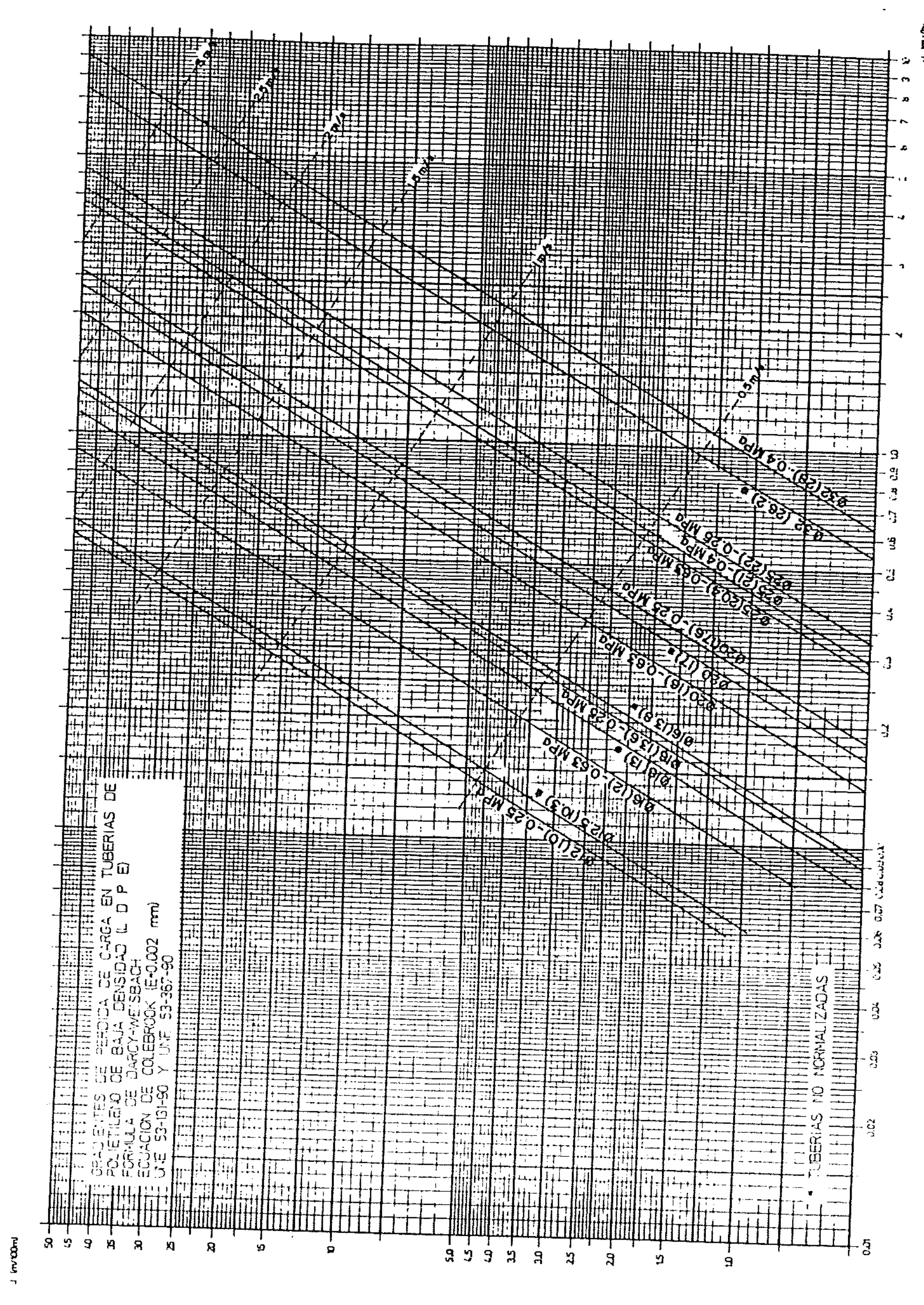
Abaco 2 Gradientes de pérdida de carga.



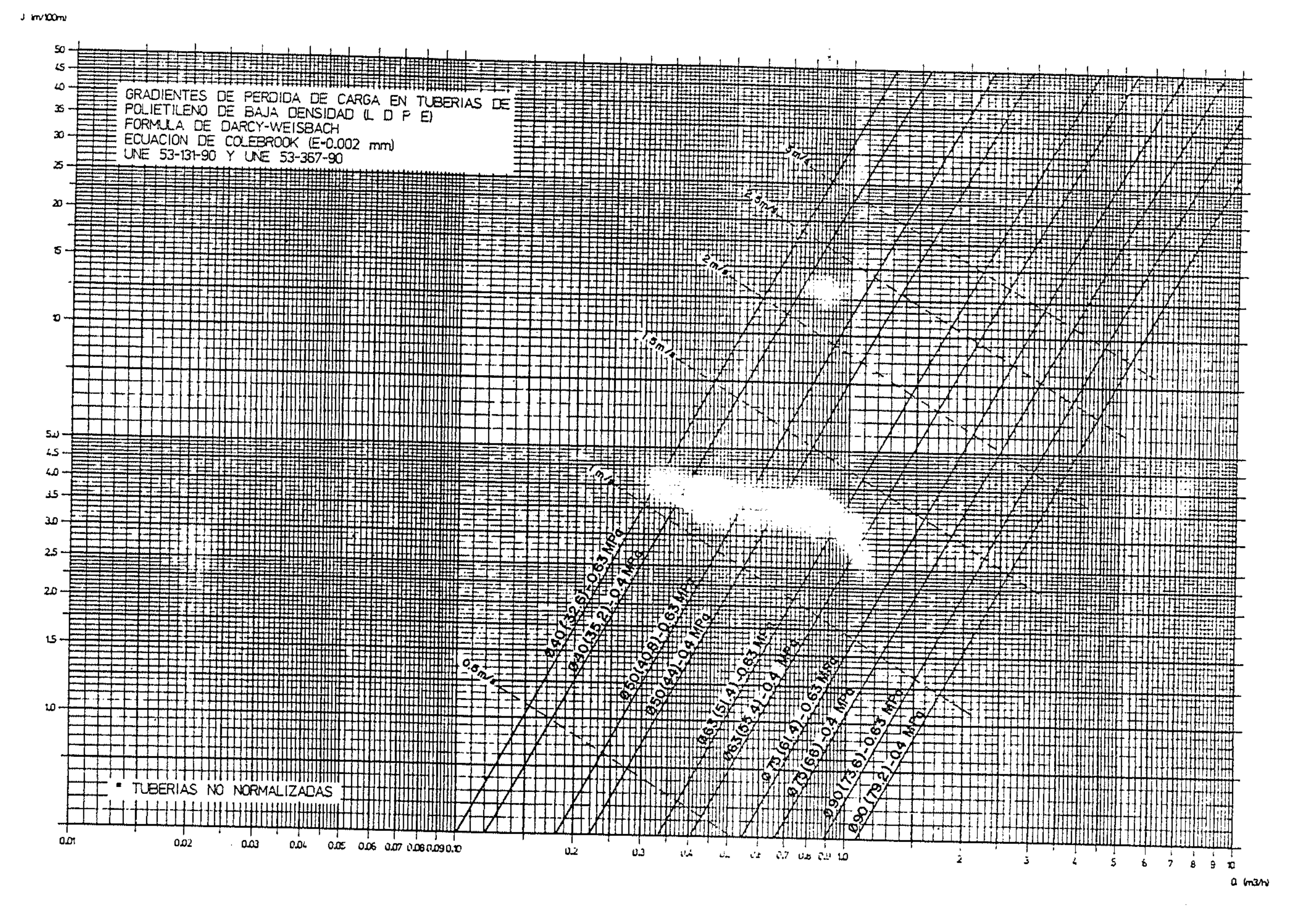
Abaco 3 Gradientes de pérdida de carga.

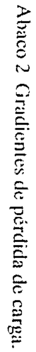
Tabla C.1 (Continuación)

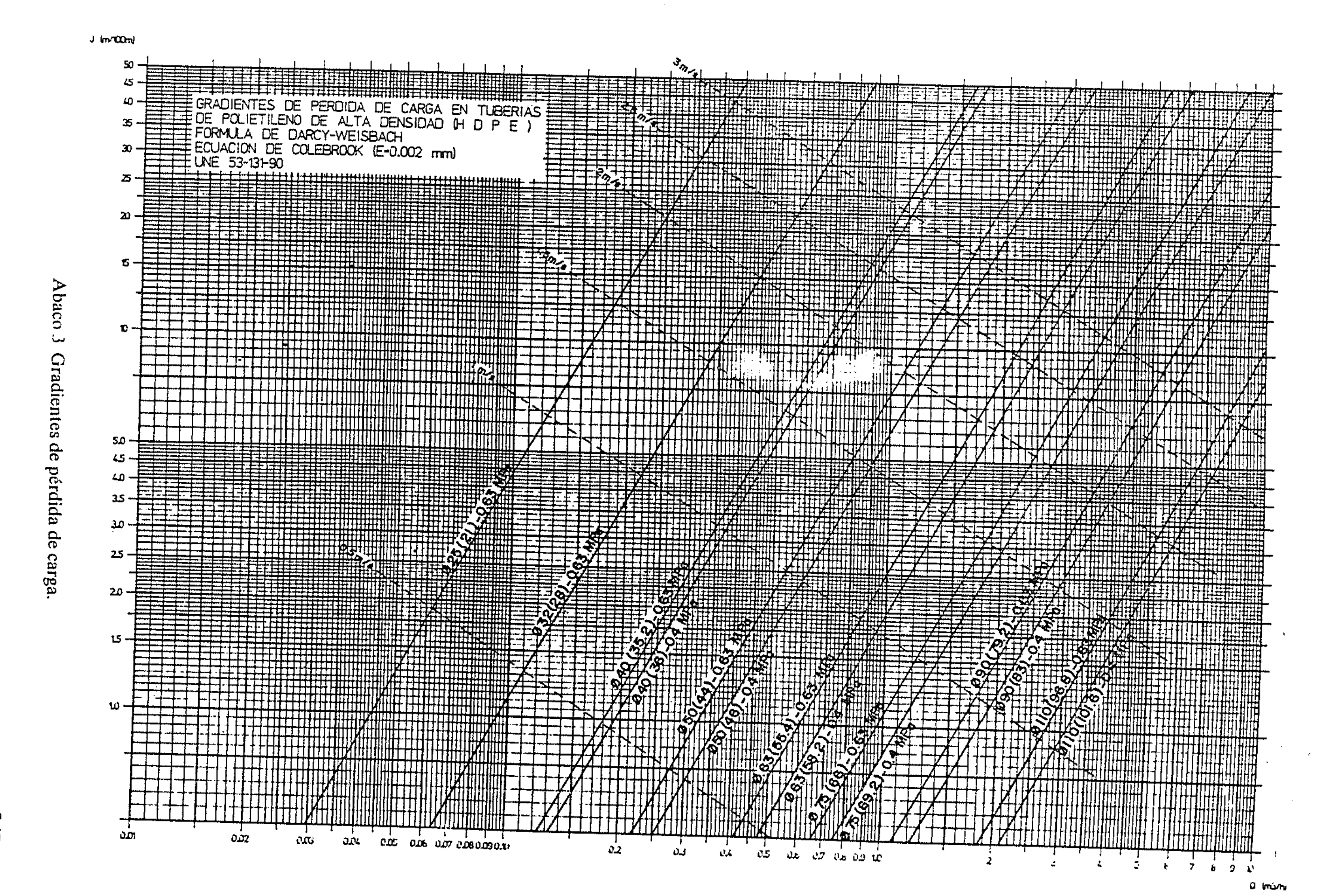
Factor	Interés (%)	Años vida útil					
		5	10	15	20	30	40
PW (20%)	7,5	5,866	16,034	33,656	64,201	208,907	643,630
EAE (20%)		1,450	2,336	3,813	6,298	17,688	51,104
CRF		0,247	0,146	0,113	0,098	0,085	0,079
PW (0%)		4,046	6,864	8,827	10,194	11,810	12,594
PW (20%)	9,5	5,530	14,271	28,087	49,926	139,010	361,580
EAE (20%)		1,440	2,273	3,588	5,665	14,135	35,286
CRF		0,260	0,159	0,128	0,113	0,102	0,098
PW (0%)		3,840	6,279	7,828	8,812	9,835	10,247
PW (20%)	12,5	5,078	12,090	21,772	35,141	79,094	162,900
EAE (20%)		1,426	2,184	3,282	4,853	10,184	20,547
CRF		0,281	0,181	0,151	0,138	0,129	0,126
PW (0%)		3,561	5,536	6,633	7,241	7,766	7,928
PW (20%)	14,5	4,807	10,885	18,570	28,286	56,105	100,577
EAE (20%)		1,417	2,128	3,099	4,394	8,278	14,649
CRF		0,295	0,195	0,167	0,155	0,148	0,146
PW (0%)		3,392	5,116	5,992	6,437	6,778	6,866
PW (20%)	17,5	4,440	9,373	14,854	20,944	35,225	52,853
EAE (20%)		1,404	2,049	2,853	3,817	6,214	9,264
CRF		0,316	0,219	0,193	0,182	0,176	0,175
PW (0%)		3,163	4,575	5,206	5,487	5,669	5,705
PW 20%)	20,0	4,115	8,146	12,093	15,959	23,455	30,645
EAE (20%)		1,391	1,976	2,640	3,352	4,826	6,286
CRF		0,334	0,239	0,214	0,205	0,201	0,200
PW (0%)		2,991	4,192	4,675	4,870	4,979	4,997



Abaco 1 Gradientes de pérdida de carga.



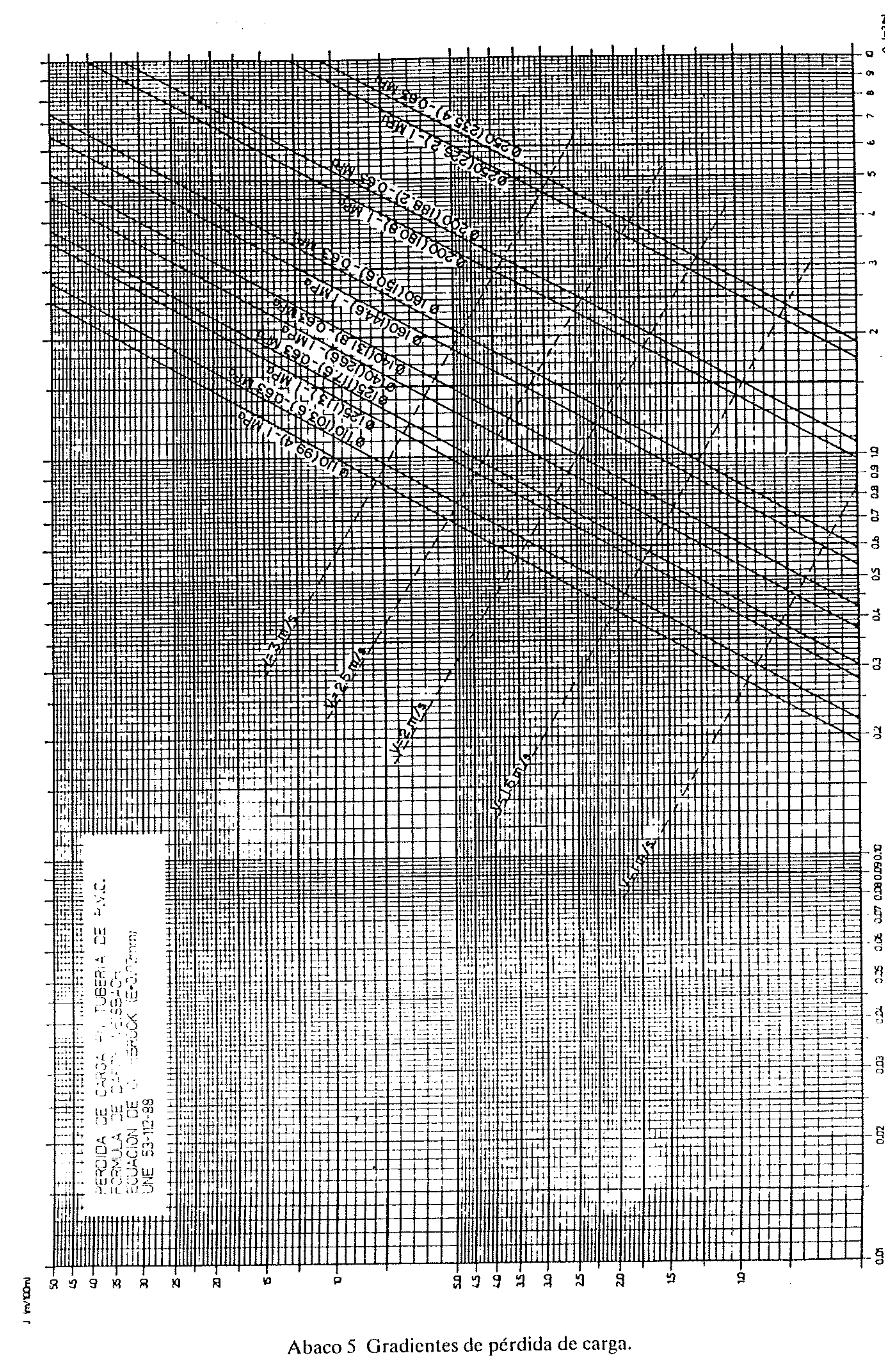

Abaco 2 Gradientes de pérdida de carga.



Abaco 3 Gradientes de pérdida de carga.

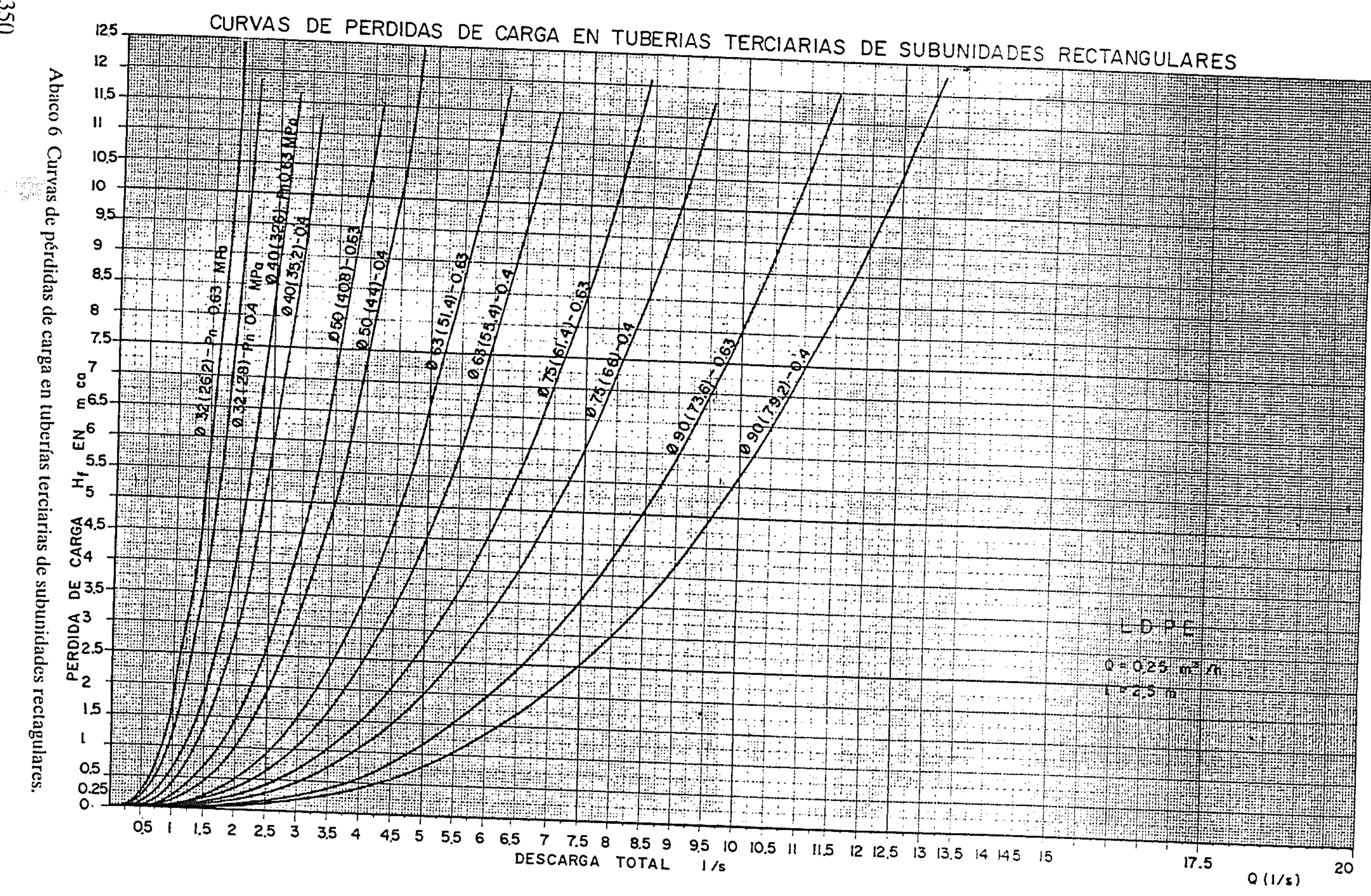
PERDIDA DE CARGA EN TUBERIA DE P.V.C.
FORMULA DE DARCY-WEISBACH
ECUACIÓN DE COLEBROOK (E=0.02mm)
UNE 53-112-88

Abaco 4 Gradientes de pérdida de carga.

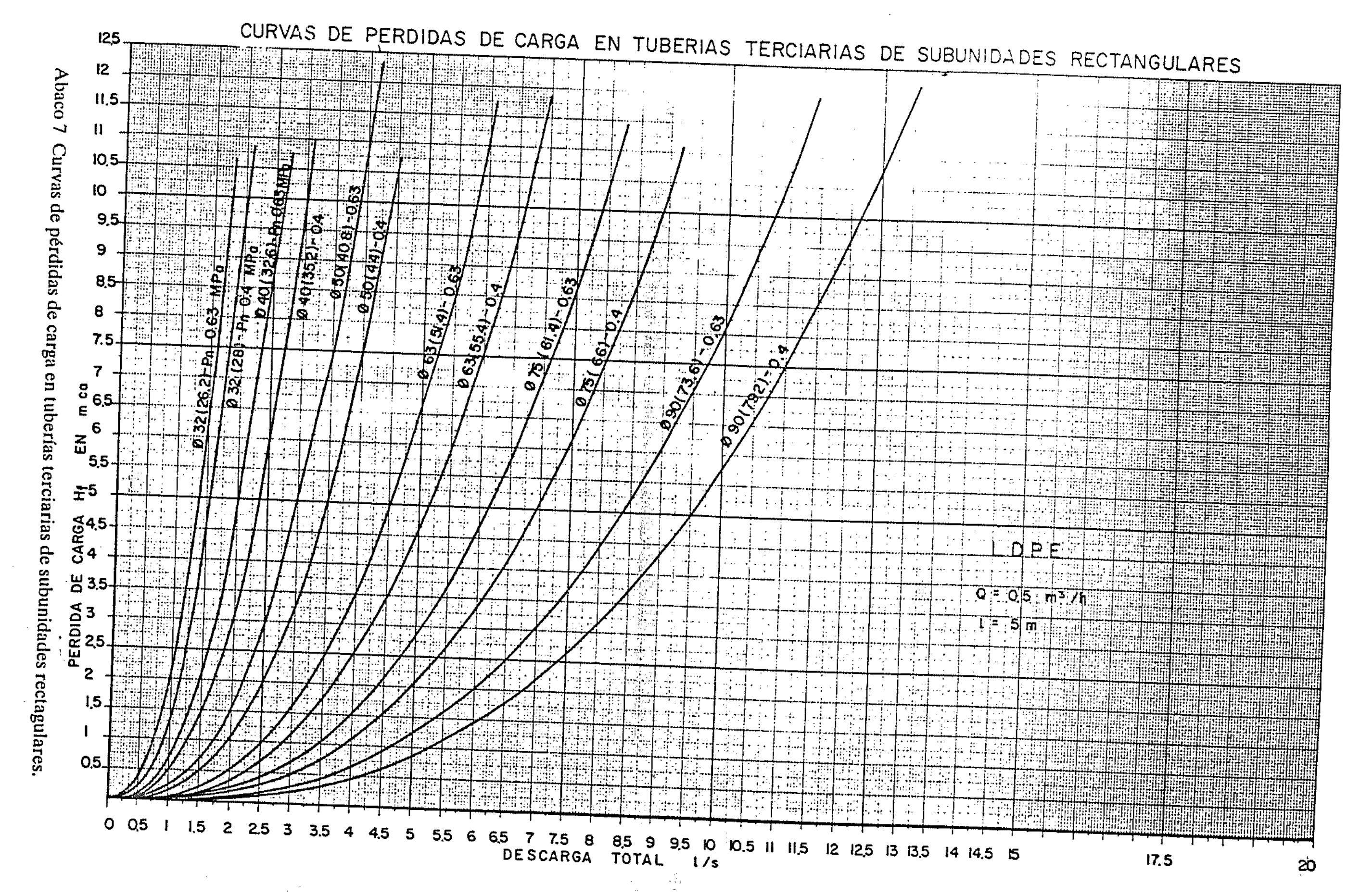


Abaco 5 Gradientes de pérdida de carga.

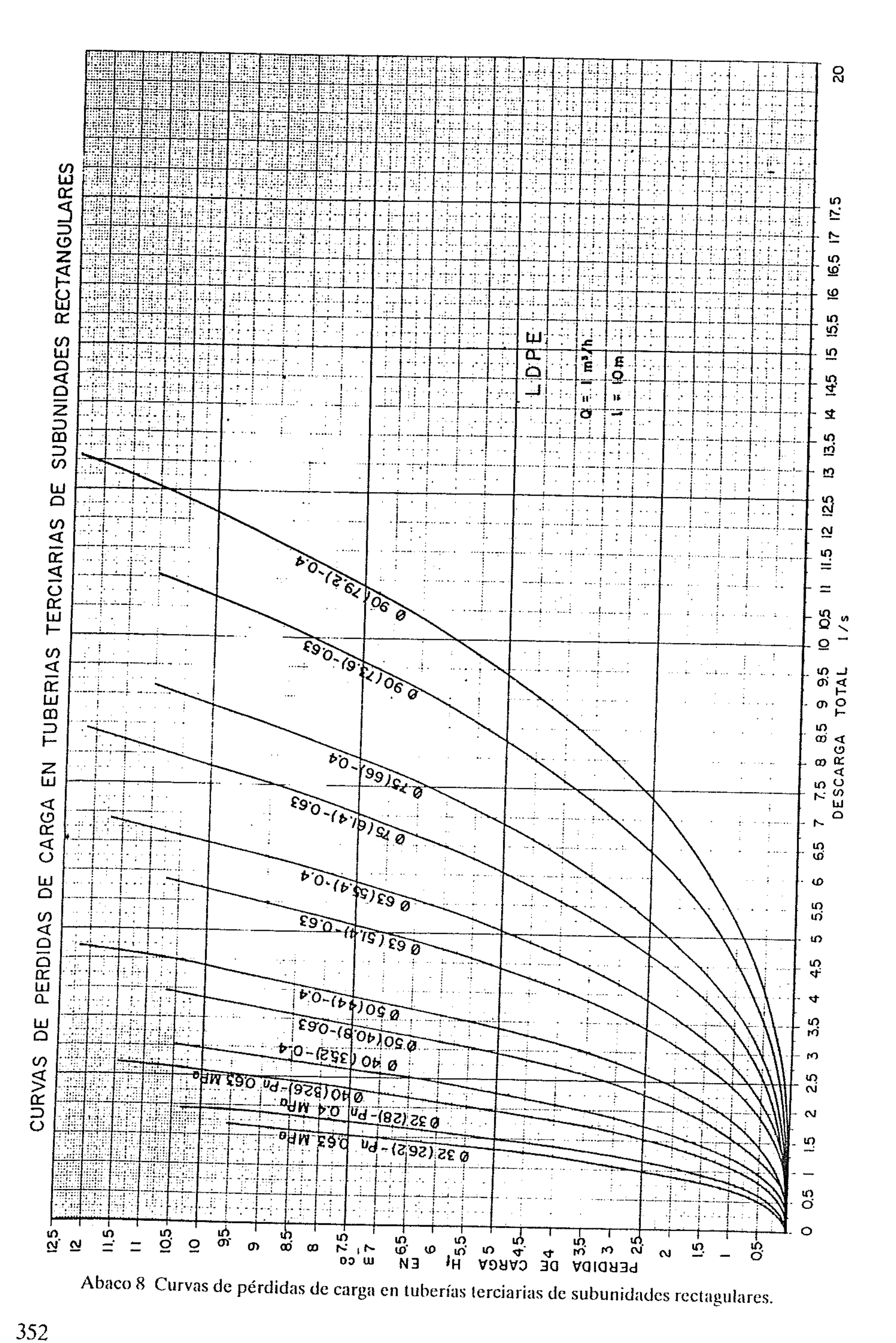




Abaco 6 Curvas de pérdidas de carga en tuberías terciarias de subunidades rectangulares.

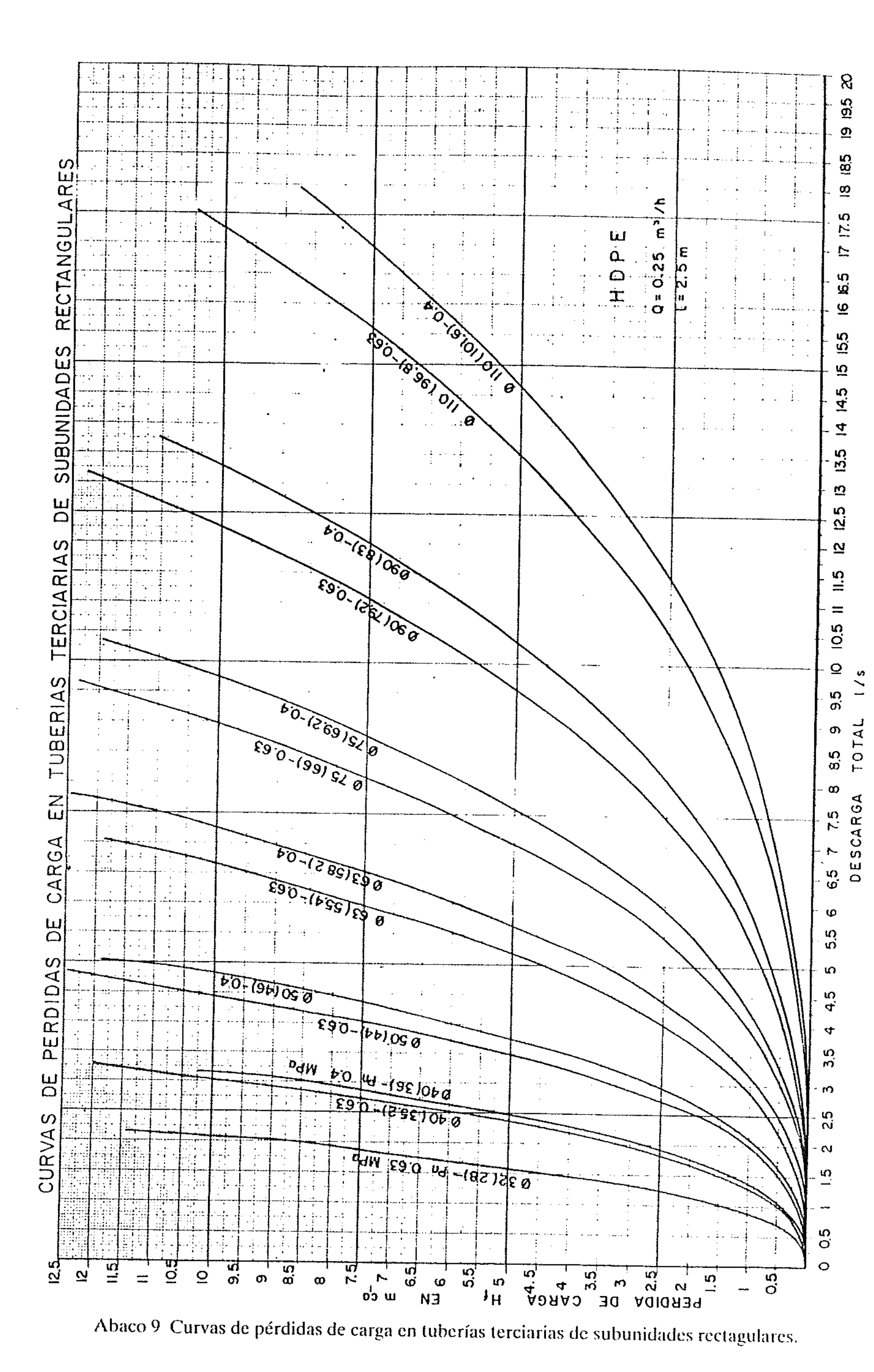


Abaco 7 Curvas de pérdidas de carga en tuberías terciarias de subunidades rectangulares.

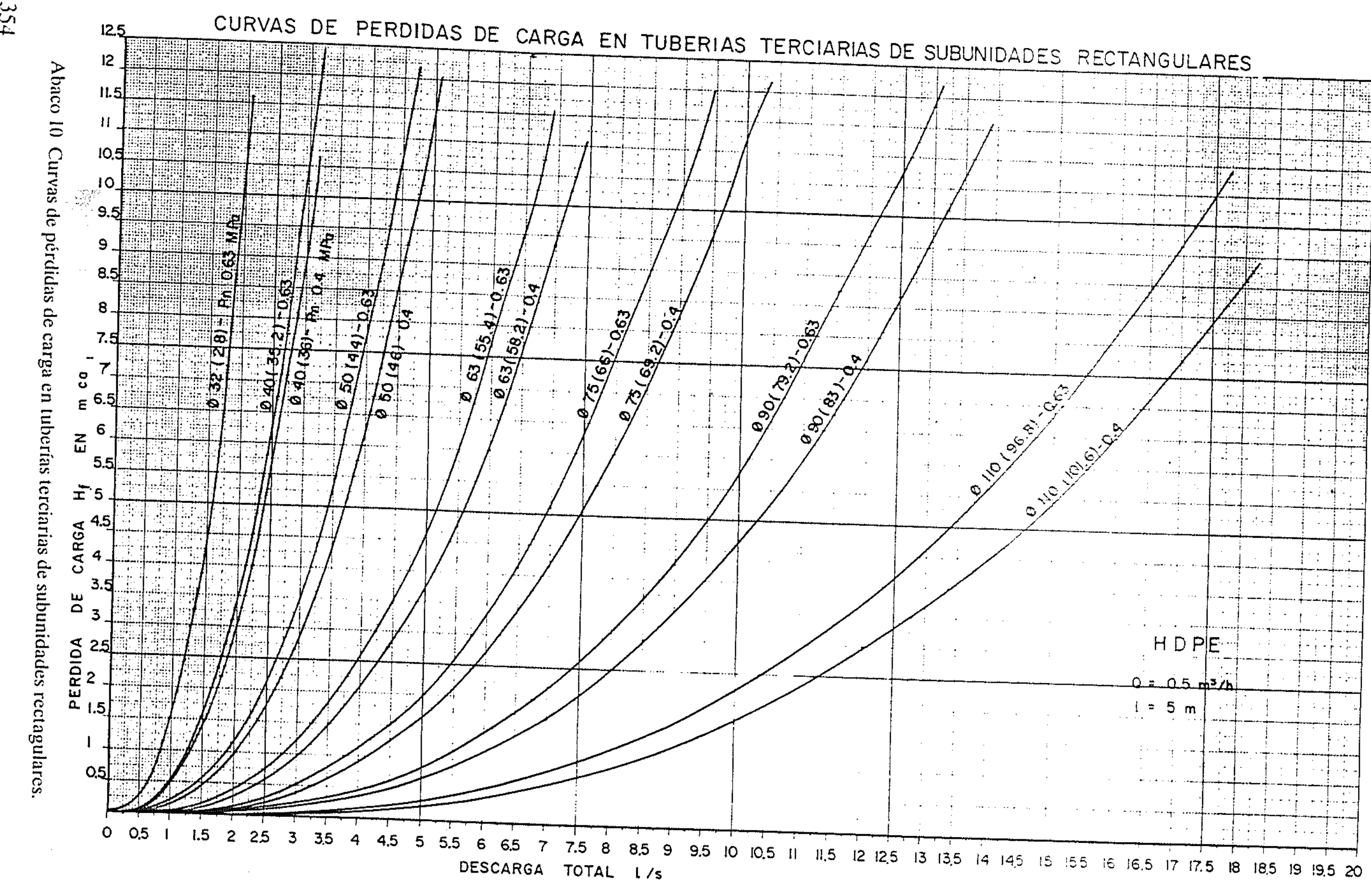


Abaco 8 Curvas de pérdidas de carga en tuberías terciarias de subunidades rectagulares.





Abaco 9 Curvas de pérdidas de carga en tuberías terciarias de subunidades rectagulares.



Abaco 10 Curvas de pérdidas de carga en tuberías terciarias de subunidades rectangulares.

CURVAS DE PERDIDAS DE CARGA EN TUBERIAS TERCIARIAS DE SUBUNIDADES RECTANGULARES

PERDIDA DE CARGA Hf EN m ca

DESCARGA TOTAL l/s

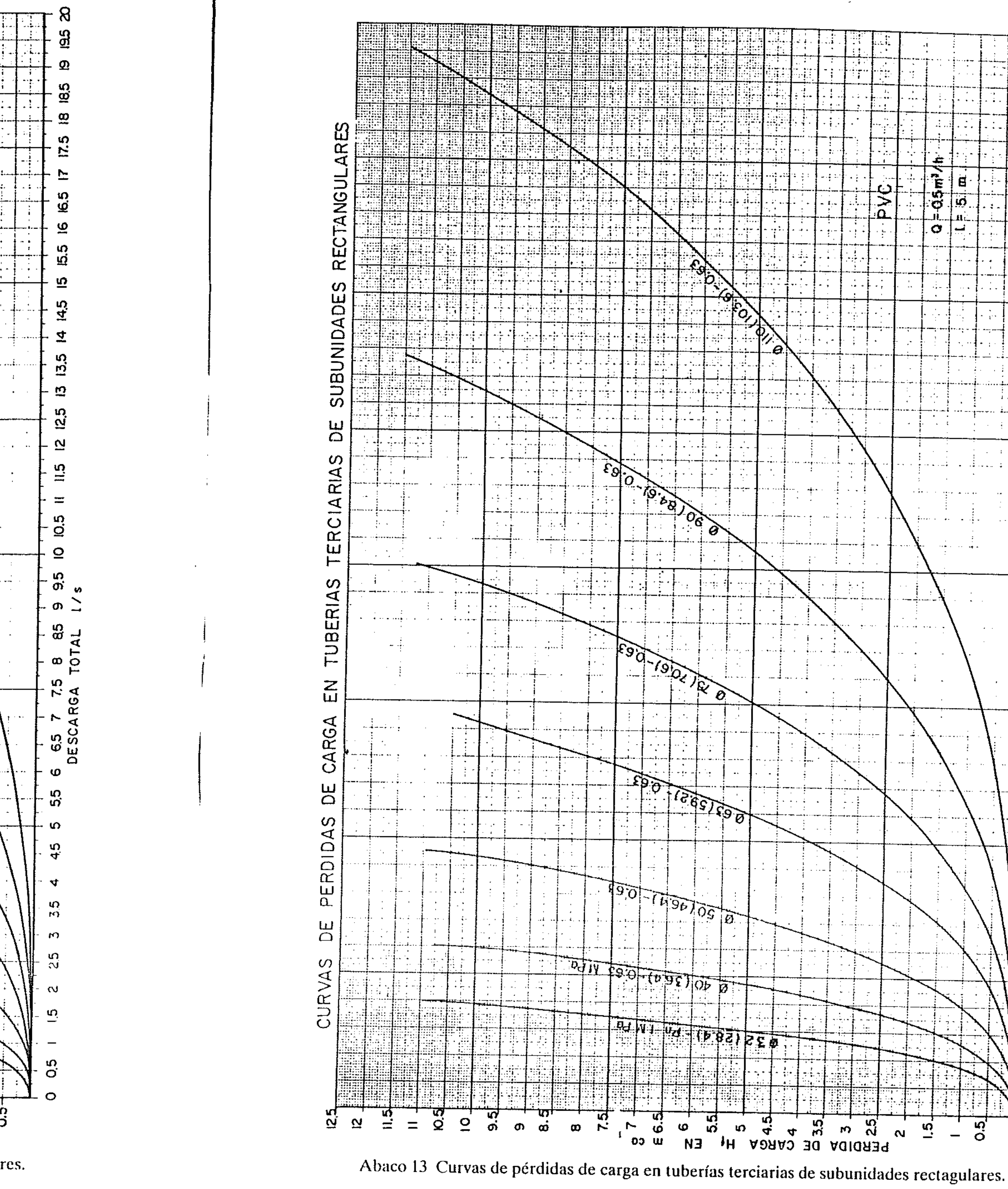
Ø 32 (28) - Pn 0.63 MPa
Ø 40 (35.2) - 0.63
Ø 40 (36) - Pn 0.4 MPa
Ø 50 (44) - 0.63
Ø 50 (46) - 0.4
Ø 63 (55.4) - 0.63
Ø 63 (58.2) - 0.4
Ø 75 (66) - 0.63
Ø 75 (69.2) - 0.4
Ø 90 (79.2) - 0.63
Ø 90 (83) - 0.4
Ø 110 (96.8) - 0.63
Ø 110 (101.6) - 0.4

HDPE
Q = 1 m³/h
L = 10 m

Abaco 11 Curvas de pérdidas de carga en tuberías terciarias de subunidades rectagulares.

CURVAS DE PERDIDAS DE CARGA EN TUBERIAS TERCIARIAS DE SUBUNIDADES RECTANGULARES

Abaco 12 Curvas de pérdidas de carga en tuberías terciarias de subunidades rectagulares.



Abaco 13 Curvas de pérdidas de carga en tuberías terciarias de subunidades rectagulares.

CURVAS DE PERDIDAS DE CARGA EN TUBERIAS TERCIARIAS DE SUBUNIDADES RECTANGULARES

PERDIDA DE CARGA H_f EN m.c.a

Ø 32 (28.4)-Pn 1 MPa
Ø 40 (36.4)-0.63 MPa
Ø 50 (46.4)-0.63 MPa
Ø 63 (59.2)-0.63
Ø 75 (70.6)-0.63
Ø 90 (84.6)-0.63
Ø 110 (103.6)-0.63

PVC
Q = 1 m³/h
L = 10 m

DESCARGA TOTAL l/s

Abaco 14 Curvas de pérdidas de carga en tuberías terciarias de subunidades rectangulares.

CAUDAL DE TUBERIA (l/s)

Ø 110 (96.8)
Ø 90 (79.2)
Ø 75 (66)
Ø 63 (55.4)
Ø 50 (44)
Ø 40 (35.2)
Ø 32 (28)

CAUDAL DEL SISTEMA AJUSTADO

Abaco 15 Dimensionamiento de tuberías por el método económico.